

Titre: Analyses sismiques des barrages-poids: effets de l'irrégularité de
l'interface barrage-fondation sur la stabilité au glissement et de
l'interaction fluide-structure sur l'amplification dynamique

Auteur: Sylvain Renaud

Date: 2013

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Renaud, S. (2013). Analyses sismiques des barrages-poids: effets de l'irrégularité
de l'interface barrage-fondation sur la stabilité au glissement et de l'interaction
fluide-structure sur l'amplification dynamique [Mémoire de maîtrise, École
Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/1338/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/1338/>

**Directeurs de
recherche:** Najib Bouaanani

Programme: Génie civil

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ANALYSES SISMQUES DES BARRAGES-POIDS: EFFETS DE L'IRRÉGULARITÉ DE
L'INTERFACE BARRAGE-FONDATION SUR LA STABILITÉ AU GLISSEMENT ET
DE L'INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE SUR L'AMPLIFICATION DYNAMIQUE

SYLVAIN RENAUD
DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)
DÉCEMBRE 2013

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

ANALYSES SISMQUES DES BARRAGES-POIDS: EFFETS DE L'IRRÉGULARITÉ DE
L'INTERFACE BARRAGE-FONDATION SUR LA STABILITÉ AU GLISSEMENT ET
DE L'INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE SUR L'AMPLIFICATION DYNAMIQUE

présenté par : RENAUD Sylvain

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. LÉGER Pierre, Ph.D., président

M. BOUAANANI Najib, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. COURCELLES Benoît, Doct., membre

*À Edwige, Philou et Chicha,
dont leur soutien n'a d'égal que leur grand coeur...*

REMERCIEMENTS

Je voudrais tout d'abord remercier mon directeur de recherche, le Professeur Najib Bouaani, ing., Ph.D. Sa rigueur, sa patience et ses conseils éclairés m'ont permis de mener à bien ce projet de recherche. Je tiens aussi à le remercier pour m'avoir accompagné dans mes premières expériences professionnelles canadiennes.

Je désire également remercier les Professeurs Pierre Léger, ing., Ph.D, et Benoît Courcelles, ing., Ph.D, pour avoir respectivement accepté d'être président et membre de mon jury.

Je tiens à remercier la société Hydro-Québec qui a accompagné et financé une partie de mon projet, et tout particulièrement Mme Annick Bigras pour m'avoir accueilli au sein de son service durant quelques mois et M. Benjamin Miquel pour m'avoir conseillé grâce à son expertise en dynamique des structures.

Je voudrais aussi remercier, pour leur soutien financier, le programme de bourses MITACS, le Fond Québécois pour la Recherche sur la Nature et la Technologie (FQRNT), ainsi que le Conseil de la Recherche en Sciences Naturelles et en Génie du Canada (CRSNG).

Ce projet a été aussi rendu possible grâce à l'École Nationale Supérieure des Mines de Douai dont l'entente avec l'École Polytechnique de Montréal m'a permis de participer au programme de double-diplôme. Je pense notamment à Mme Karine Kominarz dont la patience et la gentillesse me furent d'une grande aide.

Enfin, ces dernières lignes s'adressent à mes amis québécois, grâce à qui cette maîtrise fut une expérience humaine unique, permettant de découvrir la culture québécoise riche de surprises et de saveurs, mais aussi à mes amis français, à mes proches et à ma famille qui m'ont toujours soutenu et guidé dans ce projet.

À vous tous, merci encore.

RÉSUMÉ

Ce mémoire propose de nouvelles méthodologies pour réaliser deux types d'évaluations de la sécurité sismique d'un barrage-poids : dans un premier temps, des éléments innovants sont développés pour étudier le glissement du barrage occasionné par le comportement non-linéaire à l'interface barrage-fondation, dans un second temps, l'amplification de l'accélération sismique au sein d'un barrage-poids est caractérisée au moyen de la méthode des spectres de plancher, au regard des hypothèses considérées pour l'interaction fluide-structure.

Les éléments d'interface spécialement conçus dans ce mémoire permettent au barrage de glisser et de se balancer au-dessus de sa fondation, tout en respectant le critère de rupture de Mohr-Coulomb, incluant les effets de la cohésion et de la résistance à la traction. La méthodologie correspondante est présentée de sorte à pouvoir être implémentée dans des logiciels commerciaux couramment utilisées par l'ingénieur en structures. Par la suite, les éléments développés sont utilisés pour étudier la sensibilité de la réponse sismique d'un barrage-poids au Québec à plusieurs hypothèses de modélisation de l'interface barrage-fondation. Les résultats des analyses sont examinés en terme de la répartition des contraintes, du facteur de sécurité au glissement, de la longueur de fissuration et du déplacement résiduel à l'interface barrage-fondation. Finalement, une discussion est proposée concernant le gain des analyses linéaires comparées aux méthodes d'analyse simplifiées, pour évaluer la sécurité sismique d'un barrage-poids.

Ce mémoire présente aussi une analyse originale de la sensibilité de l'amplification dynamique au sein des barrages-poids soumis à des séismes aux différentes hypothèses de modélisation du réservoir retenu. La caractérisation de cette amplification, au moyen des spectres de plancher, est importante pour étudier le comportement des structures secondaires supportées par le barrage-poids. Les spectres de plancher sont obtenus selon deux approches appliquées à des systèmes barrage-réservoir ayant des géométries différentes, et soumis à diverses sollicitations sismiques horizontales variant par leur contenu fréquentiel. L'une des approches est analytique, et l'autre emploie la méthode des éléments finis. Les spectres de plancher ainsi obtenus sont examinés pour évaluer l'impact de la géométrie du réservoir, de la compressibilité de l'eau, de l'absorption des ondes sismiques au fond du réservoir et du nombre de modes du barrage sec (i.e. sans eau) à considérer pour l'étude.

ABSTRACT

This work proposes two new methodologies to perform seismic safety assessment of gravity-dams. First, special non-linear finite elements are developed to study the sliding of the dam due to non-linear behavior at the dam-rock interface. Secondly, seismic floor acceleration demands within gravity dams are analyzed using floor response spectra, taking into account various modeling assumptions of fluid-structure interaction.

The special interface elements developed in this work allow the dam to slide and rock over its foundation while obeying Mohr-Coulomb failure criterium including cohesion and tensile strength at the interface. The methodology is presented so that the proposed interface elements can be efficiently implemented by practicing engineers in a commercial software. Subsequently, the developed interface elements are used to investigate the sensitivity of the seismic response of an existing gravity dam (located in Quebec) to various non-linear modeling assumptions. The gravity dam is subjected to various seismic inputs with horizontal and vertical components. The non-linear response of the dam is examined through stress distributions, sliding safety factors, cracking lengths and residual displacements at the dam-rock interface. Finally, a discussion comparing non-linear analyses to simplified methodologies to assess the safety of a gravity dam is provided.

The thesis also presents an original investigation of the sensitivity of floor acceleration demands in gravity dams to various modeling assumptions of the impounded reservoir. Such floor acceleration demands are crucial for the assessment of the seismic vulnerability of dam-supported appurtenant structures. Two approaches are proposed to obtain floor acceleration demands: analytical and coupled dam-reservoir finite element models. The models are subjected to various ground motions and the resulting floor acceleration demands are examined to investigate the effects of reservoir geometry, water compressibility, reservoir bottom wave absorption and dam higher vibration modes.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE	iii
REMERCIEMENTS	iv
RÉSUMÉ	v
ABSTRACT	vi
TABLE DES MATIÈRES	vii
LISTE DES TABLEAUX	x
LISTE DES FIGURES	xi
LISTE DES ANNEXES	xx
LISTE DES SYMBOLES	xxi
CHAPITRE 1 INTRODUCTION	1
1.1 Contexte général	1
1.2 Problématiques	2
1.3 Objectifs de recherche	4
1.4 Méthodologie	4
1.5 Organisation du mémoire	5
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE	7
2.1 Impact de la sismicité sur les barrages-poids	7
2.1.1 Bref historique au travers d'exemples	7
2.1.2 Mécanismes de rupture observés sous un séisme	8
2.2 État de l'art de l'analyse sismique des barrages-poids	10
2.2.1 Méthode de l'analyse progressive	10
2.2.2 Modélisation de l'interaction fluide-structure	14
2.2.3 Influence de la composante verticale sismique	18
2.3 Modélisation de la stabilité au glissement d'un barrage-poids	19
2.3.1 Modélisation des joints de rupture	19
2.3.2 Utilisation du critère de Mohr-Coulomb	20

2.3.3	Éléments de contact	22
2.4	Étude d'un système secondaire au sein d'un barrage-poids : méthode des spectres de plancher	23
CHAPITRE 3 EFFETS DES IRRÉGULARITÉS À L'INTERFACE ENTRE LE BARRAGE ET LA FONDATION SUR LA RÉPONSE SISMIQUE D'UN BARRAGE-POIDS		
		26
3.1	Rappel des principaux objectifs	26
3.2	Méthodologie	26
3.2.1	Approche générale	26
3.2.2	Modélisation de l'interface barrage-fondation	27
3.2.3	Considérations numériques sur le chargement	35
3.2.4	Traitement post-processeur des analyses non-linéaires	36
3.3	Propriétés géométriques, mécaniques et chargements.	37
3.4	Discussion des résultats	40
3.4.1	Effet de l'irrégularité géométrique de l'interface barrage-fondation	40
3.4.2	Effet de la composante verticale	53
3.4.3	Effet de la cohésion, de la résistance à la traction et de l'angle de frottement	53
3.5	Conclusions	60
CHAPITRE 4 EFFET DE L'INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE SUR LA DEMANDE EN SPECTRE DE PLANCHER AU SEIN D'UN BARRAGE-POIDS		
		61
4.1	Rappel des objectifs	61
4.2	Méthodologie	63
4.2.1	Approche générale	63
4.2.2	Considérations numériques pour les analyses linéaires	65
4.2.3	Modèles des analyses linéaires étudiés	66
4.2.4	Chargement sismique	66
4.3	Résultats des analyses linéaires	70
4.3.1	Étude de convergence sur la longueur de troncation	70
4.3.2	Effet de la géométrie du réservoir	70
4.3.3	Effet de l'amortissement des ondes sismiques à la base du réservoir	75
4.3.4	Effet de la compressibilité de l'eau	78
4.3.5	Effet des modes supérieurs de la structure en béton du barrage	78
4.4	Proposition de la fonction de Réponse Fréquentielle de Plancher	80
4.5	Résultats des analyses non-linéaires	83

4.6	Conclusions	86
CHAPITRE 5 DISCUSSIONS		87
5.1	Objectif général	87
5.2	Gain des analyses de niveaux III et IV	87
5.2.1	Chargements à considérer pour les analyses de niveaux I et II	88
5.2.2	Exemple d'analyse gravitaire : niveau I	90
5.2.3	Exemple d'analyse gravitaire : niveau II	94
5.2.4	Étude de la stabilité avec une analyse de niveau III, influence de l'interaction fluide-structure	95
5.2.5	Conclusion sur le gain d'analyses de niveaux III et IV	98
5.3	Sources d'imprécisions ayant un effet sur les analyses au glissement et de spectre de plancher	100
CHAPITRE 6 CONCLUSION		102
6.1	Synthèse	102
6.2	Recommandations	103
6.3	Suggestions pour des recherches futures	104
RÉFÉRENCES		106
ANNEXES		113

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3.1	Valeurs des propriétés mécaniques prises à l'interface barrage-fondation pour étudier l'effet de la cohésion, de la résistance à la traction et de l'angle de friction sur la stabilité d'un barrage poids suivies des résultats correspondants - partie 1.	55
Tableau 3.2	Valeurs des propriétés mécaniques prises à l'interface barrage-fondation pour étudier l'effet de la cohésion, de la résistance à la traction et de l'angle de friction sur la stabilité d'un barrage poids suivies des résultats correspondants - partie 2.	58
Tableau 5.1	Valeurs prises par les accélérations sismiques suivant les combinaisons de charges pour l'analyse de niveau I (incluant, dans le cas de l'accélération verticale, le facteur de pondération de 0.3).	89
Tableau 5.2	Valeurs de FSG données par l'analyse gravitaire (niveau I) pour le B27 _{REG1} , accélération soutenue.	90
Tableau 5.3	Valeurs de FSG données par la méthode des éléments finis (niveau I) selon le type de modèle (B27 _{REG1} et B27 _{IRREG}) et d'accélération (de pointe ou soutenue).	91
Tableau 5.4	Valeurs de FSG données par l'analyse gravitaire (niveau II) pour le B27 _{REG1} , accélération soutenue.	94
Tableau 5.5	Valeurs de FSG données par l'analyse gravitaire (niveau II) pour le B27 _{REG1} , accélération soutenue, $c = 500$ kPa.	95

LISTE DES FIGURES

Figure 3.1	Barrage-poids soumis à un tremblement de terre avec : (a) l'interface barrage-fondation réelle et (b) l'interface barrage-fondation simplifiée.	28
Figure 3.2	Caractéristiques des éléments non-linéaires modélisant l'interface barrage-fondation à la base de l'ouvrage hydraulique.	29
Figure 3.3	Calcul des sous-pressions : (a) données géométriques employées ; (b) formules employées suivant la position L_p sur l'interface barrage-fondation.	36
Figure 3.4	(a) Méthodologie utilisée pour déterminer $A_c(t)$ et $A_f(t)$ employées dans le calcul du $FSG(t)$, dépendants de la direction principale de glissement, S_h et S_v présentées pour (b) le B27 _{IRREG} , (c) le B27 _{REG1} et (d) le B27 _{REG2}	38
Figure 3.5	Géométrie des barrages suivant l'interface barrage-fondation considérée : (a) B27 _{IRREG} , (b) B27 _{REG1} , (c) B27 _{REG2} et (d) rappel des charges appliquées sur un modèle (ici B27 _{REG2}).	39
Figure 3.6	Historique et spectres d'accélération des tremblement de terre considérés : séisme de l'Imperial Valley (1940), (a) et (b) composante horizontale, (c) et (d) composante verticale à Elcentro ; séisme de Saguenay (1988), (d) et (e) composante horizontale, (f) et (g) composante verticale à Chicoutimi.	41
Figure 3.7	Comportement mécanique de l'interface barrage-fondation du barrage B27 _{IRREG} soumis au séisme de l'Imperial Valley (1940), sous la combinaison de chargement C3 (avec composante verticale) : (a) les contraintes normales ; (b) les contraintes de cisaillement ; (c) la fissuration normale ; (d) la fissuration tangentielle.	43
Figure 3.8	Comportement mécanique de l'interface barrage-fondation du barrage B27 _{REG1} soumis au séisme de l'Imperial Valley (1940), sous la combinaison de chargement C3 (avec composante verticale) : (a) les contraintes selon l'axe Z ; (b) les contraintes selon l'axe Y ; (c) la fissuration normale ; (d) la fissuration tangentielle.	44
Figure 3.9	Comportement mécanique de l'interface barrage-fondation du barrage B27 _{REG2} soumis au séisme de l'Imperial Valley (1940), sous la combinaison de chargement C3 (avec composante verticale) : (a) les contraintes selon l'axe Z ; (b) les contraintes selon l'axe Y ; (c) la fissuration normale ; (d) la fissuration tangentielle.	45

Figure 3.10	Effet de la composante verticale du séisme, avec le barrage B27 _{IRREG} , avec respectivement une structure sèche et humide : (a) et (b) $FSG(t)$, (c) et (d) longueur de fissuration, l_f , soumis au séisme de Saguenay (1988) ; (e) et (f) $FSG(t)$, (g) et (h) longueur de fissuration, l_f , soumis au séisme de l'Imperial Valley (1940).	47
Figure 3.11	Effet de la composante verticale du séisme, avec le barrage B27 _{REG1} , avec respectivement une structure sèche et humide : (a) et (b) $FSG(t)$, (c) et (d) longueur de fissuration, l_f , soumis au séisme de Saguenay (1988) ; (e) et (f) $FSG(t)$, (g) et (h) longueur de fissuration, l_f , soumis au séisme de l'Imperial Valley (1940).	48
Figure 3.12	Effet de la composante verticale du séisme, avec le barrage B27 _{REG2} , avec respectivement une structure sèche et humide : (a) et (b) $FSG(t)$, (c) et (d) longueur de fissuration, l_f , soumis au séisme de Saguenay (1988) ; (e) et (f) $FSG(t)$, (g) et (h) longueur de fissuration, l_f , soumis au séisme de l'Imperial Valley (1940).	49
Figure 3.13	Effets de l'irrégularité géométrique de l'interface barrage-fondation sur, respectivement, le $FSG(t)$ et le glissement résiduel, soumis au séisme de l'Imperial Valley (1940) sous les combinaisons de charges : (a) et (b) C1 ; (c) et (d) C2 ; (e) et (f) C3 ; et (g) et (h) C4 (avec la composante verticale).	51
Figure 3.14	Effets de l'irrégularité géométrique de l'interface barrage-fondation sur, respectivement, le $FSG(t)$ et le glissement résiduel, soumis au séisme de l'Imperial Valley (1940) sous les combinaisons de charges : (a) et (b) C1H ; (c) et (d) C3H (sans la composante verticale).	52
Figure 3.15	Illustration de l'effet du balancement du barrage poids à l'interface barrage-fondation, avec le B27 _{IRREG} , soumis au séisme de l'Imperial Valley (1940), sous la combinaison de charge C3 (avec la composante verticale), sur les déplacements : (a) et (b) suivant l'axe y ; (c) et (d) suivant l'axe z.	54
Figure 3.16	Effets de la résistance à la traction sur le barrage B27 _{IRREG} , sur, respectivement, le $FSG(t)$ et le déplacement résiduel, soumis au séisme de l'Imperial Valley (1940), sous la combinaison de charge C4 (avec composante verticale), avec $\phi = 55^\circ$, $c = 10$ kPa : (a) et (b) $f_t = 10$ kPa ; (c) et (d) $f_t = 500$ kPa ; (e) et (f) $f_t = 2000$ kPa.	56

Figure 3.17	Effets de la résistance à la traction sur le barrage B27 _{IRREG} , sur, respectivement, le $FSG(t)$ et le déplacement résiduel, soumis au séisme de l'Imperial Valley (1940), sous la combinaison de charge C4 (avec composante verticale), avec $\phi = 35^\circ$, $c = 10$ kPa : (a) et (b) $f_t = 10$ kPa ; (c) et (d) $f_t = 500$ kPa ; (e) et (f) $f_t = 2000$ kPa.	57
Figure 3.18	Effets de la cohésion, de la résistance à la traction et de l'angle de friction à l'interface barrage-fondation de B27 _{IRREG} sur le $FSG_{uj}(t)$ d'un joint béton-béton en hauteur avec une cohésion de : (a) 466 kPa ; (b) 233 kPa.	59
Figure 4.1	Barrage de Guri (Venezuela) avec plusieurs grues, vannes et équipements électro-mécaniques à sa crête.	62
Figure 4.2	Barrage de Loch Tarsan (Écosse) avec un bâtiment à la crête.	62
Figure 4.3	Illustration de la détermination du spectre de plancher à un point donné P d'un barrage-poids : (a) en utilisant un modèle d'éléments finis couplant barrage et réservoir ; et (b) en utilisant un modèle analytique de réservoir semi-infini (tiré de Bouaanani et Renaud, 2013).	64
Figure 4.4	Dimensions du barrage D1 de 35 m de haut avec le réservoir : (a) rectangulaire, (b) et irrégulier géométriquement (tiré de Bouaanani et Renaud, 2013).	67
Figure 4.5	Dimensions du barrage D2 de 90 m de haut avec le réservoir : (a) rectangulaire, (b) et irrégulier géométriquement (tiré de Bouaanani et Renaud, 2013).	68
Figure 4.6	Historique des accélérations et spectre d'accélération des tremblements de terre considérés : (a) tremblement de terre de l'Imperial Valley (1940) composante horizontale à Elcentro ; (b) tremblement de terre de Parkfield (1966) composante horizontale à Cholame Array no. 5 ; (c) tremblement de terre de Loma Prieta (1989) composante horizontale à Gilroy Array no. 2 ; (d) tremblement de terre de Saguenay (1988) composante horizontale à Chicoutimi (tiré de Bouaanani et Renaud, 2013).	69
Figure 4.7	Spectres de plancher obtenus à la crête des barrages D1 et D2 soumis au tremblement de terre de l'Imperial Valley en considérant les longueurs de troncation du réservoir $L_r = 2H_r$, $L_r = 4H_r$ et $L_r = 20H_r$: (a) barrage D1, et (b) barrage D2 (tiré de Bouaanani et Renaud, 2013).	71

Figure 4.8	Profil des maximums des spectres de plancher suivant la hauteur des barrages D1 et D2 soumis au tremblement de terre de l'Imperial Valley en considérant les longueurs de troncation du réservoir $L_r = 2H_r$, $L_r = 4H_r$ et $L_r = 20H_r$: (a) barrage D1, et (b) barrage D2 (tiré de Bouaanani et Renaud, 2013).	71
Figure 4.9	Spectres de plancher obtenus à la crête des barrages D1 et D2 avec réservoirs rectangulaires ou irréguliers géométriquement : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) ; et (g) et (h) séisme de Saguenay (1988) (tiré de Bouaanani et Renaud, 2013).	73
Figure 4.10	Profil des maximums des spectres de plancher suivant la hauteur des barrages D1 et D2 avec réservoirs rectangulaires ou irréguliers géométriquement : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) ; et (g) et (h) séisme de Saguenay (1988) (tiré de Bouaanani et Renaud, 2013).	74
Figure 4.11	Effet de l'amortissement des ondes sismiques à la base du réservoir sur les spectres de plancher à la crête des barrages D1 et D2 : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; et (c) et (d) séisme de Saguenay (1988) (tiré de Bouaanani et Renaud, 2013).	76
Figure 4.12	Effet de l'amortissement des ondes sismiques à la base du réservoir sur les profils des maximum de spectres de plancher le long de la hauteur des barrages D1 et D2 : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; et (c) et (d) séisme de Saguenay (1988) (tiré de Bouaanani et Renaud, 2013).	77
Figure 4.13	Effet de l'amortissement des ondes sismiques à la base du réservoir sur les spectres de plancher à la crête des barrages D1 et D2 : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) (tiré de Bouaanani et Renaud, 2013).	79
Figure 4.14	Effet de l'amortissement des ondes sismiques à la base du réservoir sur les profils des maximum de spectres de plancher le long de la hauteur des barrages D1 et D2 : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) (tiré de Bouaanani et Renaud, 2013).	79
Figure 4.15	Effet des modes supérieurs de la structure en béton du barrage sur les spectres de plancher à la crête du barrage D1, structures sèche et humide : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) (tiré de Bouaanani et Renaud, 2013).	81

Figure 4.16	Effet des modes supérieurs de la structure en béton du barrage sur les spectres de plancher à la crête du barrage D2, structures sèche et humide : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) (tiré de Bouaanani et Renaud, 2013).	81
Figure 4.17	Effet des modes supérieurs de la structure en béton du barrage sur les profils des maximum de spectres de plancher le long de la hauteur du barrage D1, structures sèche et humide : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) (tiré de Bouaanani et Renaud, 2013).	82
Figure 4.18	Effet des modes supérieurs de la structure en béton du barrage sur les profils des maximum de spectres de plancher le long de la hauteur du barrage D2, structures sèche et humide : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) (tiré de Bouaanani et Renaud, 2013).	82
Figure 4.19	Effet de la fissuration et du glissement à l'interface barrage-fondation sur les spectres de plancher à la crête du barrage B27 _{IRREG} , avec réservoir, avec un angle de friction de 55° et 35° : (a) et (b) $f_t = 10$ kPa ; (c) et (d) $f_t = 500$ kPa ; (e) et (f) $f_t = 2000$ kPa ; soumis au séisme de l'Imperial Valley (1940).	85
Figure 5.1	Orientation des charges sismiques suivant les combinaisons (a) E_H et E_V et (b) de E_{QH} et E_{QV} , les forces d'inerties, respectivement, horizontales et verticales induites par le séisme dans le barrage, et H_{dH} et H_{dV} , les forces hydrodynamiques dues à, respectivement, \ddot{u}_{gh} et \ddot{u}_{gv} . . .	89
Figure 5.2	Répartition des contraintes, à l'interface barrage-fondation du B27 _{REG1} , donnée par l'analyse pseudo-statique réalisée avec la M.E.F. (ou la méthode gravitaire si disponible), respectivement normales et tangentes, selon les combinaisons de chargement : (a) et (b) E1, (c) et (d) E3. . .	92
Figure 5.3	Répartition des contraintes, à l'interface barrage-fondation du B27 _{IRREG} , donnée par l'analyse pseudo-statique réalisée avec la M.E.F. (ou la méthode gravitaire si disponible), respectivement selon Z et Y, selon les combinaisons de chargement : (a) et (b) E1, (c) et (d) E3.	93

Figure 5.4	FSG(t) donné par la M.E.F., par une analyse dynamique linéaire (niveau III, combinaison C3) comparé aux FSG minimaux et maximaux donnés par la M.E.F. par une analyse pseudo-statique (niveau I), pour, respectivement, le B27 _{IRREG} et le B27 _{REG1} , soumis au séisme de l'Imperial Valley (1940) : (a) et (b), barrage rigide et réservoir incompressible ; (c) et (d), barrage flexible et réservoir utilisant la formulation de Westergaard ; (e) et (f), barrage flexible et réservoir incompressible ; (g) et (h), barrage flexible et réservoir compressible.	97
Figure 5.5	FSG(t) donné par la méthode des éléments finis, par une analyse dynamique linéaire (niveau III, combinaison C3) comparé aux FSG minimal et maximal donné par la méthode gravitaire par une analyse pseudodynamique (niveau II), pour le B27 _{REG1} flexible avec réservoir plein et compressible, soumis au séisme de l'Imperial Valley (1940).	99
Figure A.1	Illustration of the computation of floor acceleration spectra at a given point P of a gravity dam : (a) using a coupled dam-reservoir finite element model ; and (b) using a semi-infinite reservoir analytical model.	131
Figure A.2	Dimensions of the 35 m-high dam (D1) impounding reservoirs with : (a) rectangular, (b) and irregular geometries.	132
Figure A.3	Dimensions of the 90 m-high dam (D2) impounding reservoirs with : (a) rectangular, (b) and irregular geometries.	133
Figure A.4	Acceleration time-histories and acceleration spectra of the ground motions considered : (a) Imperial Valley earthquake (1940) horizontal component at Elcentro ; (b) Parkfield earthquake (1966) horizontal component at Cholame Array no. 5 ; (c) Loma Prieta earthquake (1989) horizontal component at Gilroy Array no. 2 ; (d) Saguenay earthquake (1988) horizontal component at Chicoutimi.	134
Figure A.5	Floor acceleration demands at the crests of dams D1 and D2 subjected to Imperial Valley earthquake considering truncation lengths $L_r=2H_r$, $L_r=4H_r$ and $L_r=20H_r$: (a) Dam D1, and (b) Dam D2.	135
Figure A.6	Peak floor acceleration demands along the height of dams D1 and D2 subjected to Imperial Valley earthquake considering truncation lengths $L_r=2H_r$, $L_r=4H_r$ and $L_r=20H_r$: (a) Dam D1, and (b) Dam D2.	136

Figure A.7	Floor acceleration demands at the crests of dams D1 and D2 impounding rectangular and irregular geometry reservoirs and subjected to : (a) and (b) Imperial Valley (1940) ground motion ; (c) and (d) Parkfield (1966) ground motion ; (e) and (f) Loma Prieta (1989) ground motion ; and (g) and (h) Saguenay (1988) ground motion.	137
Figure A.8	Maximum floor acceleration demands along the height of dams D1 and D2 impounding rectangular and irregular geometry reservoirs and subjected to : (a) and (b) Imperial Valley (1940) ground motion ; (c) and (d) Parkfield (1966) ground motion ; (e) and (f) Loma Prieta (1989) ground motion ; and (g) and (h) Saguenay (1988) ground motion. . . .	138
Figure A.9	Effects of reservoir bottom wave absorption and reservoir geometry of the floor acceleration demands at the crest of dam D1 subjected to : (a) and (b) Imperial Valley (1940) ground motion ; (c) and (d) Parkfield (1966) ground motion ; (e) and (f) Loma Prieta (1989) ground motion ; and (g) and (h) Saguenay (1988) ground motion.	139
Figure A.10	Effects of reservoir bottom wave absorption and reservoir geometry of the floor acceleration demands at the crest of dam D2 subjected to : (a) and (b) Imperial Valley (1940) ground motion ; (c) and (d) Parkfield (1966) ground motion ; (e) and (f) Loma Prieta (1989) ground motion ; and (g) and (h) Saguenay (1988) ground motion.	140
Figure A.11	Effects of reservoir bottom wave absorption and reservoir geometry of the maximum floor acceleration demands along the height of dam D1 subjected to : (a) and (b) Imperial Valley (1940) ground motion ; (c) and (d) Parkfield (1966) ground motion ; (e) and (f) Loma Prieta (1989) ground motion ; and (g) and (h) Saguenay (1988) ground motion.	141
Figure A.12	Effects of reservoir bottom wave absorption and reservoir geometry of the maximum floor acceleration demands along the height of dam D2 subjected to : (a) and (b) Imperial Valley (1940) ground motion ; (c) and (d) Parkfield (1966) ground motion ; (e) and (f) Loma Prieta (1989) ground motion ; and (g) and (h) Saguenay (1988) ground motion.	142
Figure A.13	Effects of water modeling assumptions on floor acceleration demands at the crest of dam D1 subjected to : (a) and (b) Imperial Valley (1940) ground motion ; (c) and (d) Parkfield (1966) ground motion ; (e) and (f) Loma Prieta (1989) ground motion ; and (g) and (h) Saguenay (1988) ground motion.	143

Figure A.14	Effects of water modeling assumption on the floor acceleration demands at the crest of dam D2 subjected to : (a) and (b) Imperial Valley (1940) ground motion ; (c) and (d) Parkfield (1966) ground motion ; (e) and (f) Loma Prieta (1989) ground motion ; and (g) and (h) Saguenay (1988) ground motion.	144
Figure A.15	Effects of water modeling assumption on maximum floor acceleration demands along the height of dam D1 subjected to : (a) and (b) Imperial Valley (1940) ground motion ; (c) and (d) Parkfield (1966) ground motion ; (e) and (f) Loma Prieta (1989) ground motion ; and (g) and (h) Saguenay (1988) ground motion.	145
Figure A.16	Effects of water modeling assumption on maximum floor acceleration demands along the height of dam D2 subjected to : (a) and (b) Imperial Valley (1940) ground motion ; (c) and (d) Parkfield (1966) ground motion ; (e) and (f) Loma Prieta (1989) ground motion ; and (g) and (h) Saguenay (1988) ground motion.	146
Figure A.17	Effect of the number of structural modes included in the analysis on floor acceleration demands at the crest of dam D1 subjected to : (a) and (b) Imperial Valley (1940) ground motion ; (c) and (d) Parkfield (1966) ground motion ; (e) and (f) Loma Prieta (1989) ground motion ; and (g) and (h) Saguenay (1988) ground motion.	147
Figure A.18	Effect of the number of structural modes included in the analysis on maximum floor acceleration demands along the height of dam D1 subjected to : (a) and (b) Imperial Valley (1940) ground motion ; (c) and (d) Parkfield (1966) ground motion ; (e) and (f) Loma Prieta (1989) ground motion ; and (g) and (h) Saguenay (1988) ground motion. . . .	148
Figure A.19	Effect of the number of structural modes included in the analysis on floor acceleration demands at the crest of dam D2 subjected to : (a) and (b) Imperial Valley (1940) ground motion ; (c) and (d) Parkfield (1966) ground motion ; (e) and (f) Loma Prieta (1989) ground motion ; and (g) and (h) Saguenay (1988) ground motion.	149
Figure A.20	Effect of the number of structural modes included in the analysis on maximum floor acceleration demands along the height of dam D2 subjected to : (a) and (b) Imperial Valley (1940) ground motion ; (c) and (d) Parkfield (1966) ground motion ; (e) and (f) Loma Prieta (1989) ground motion ; and (g) and (h) Saguenay (1988) ground motion. . . .	150

Figure A.21	FRFs and FFRFs of the horizontal accelerations considering empty, compressible and incompressible water reservoirs : (a) FRF for dam D1 ; (b) FRF for dam D2 ; (c) FFRF for 5 Hz-system at the crest of dam D1 ; (d) FFRF for 5 Hz-system at the crest of dam D2 ; (e) FFRF for 15 Hz-system at the crest of dam D1 ; (f) FFRF for 15 Hz-system at the crest of dam D2.	151
-------------	---	-----

LISTE DES ANNEXES

Annexe A	EFFECTS OF FLUID-STRUCTURE INTERACTION ON SEISMIC FLOOR ACCELERATION DEMANDS WITHIN GRAVITY DAMS	113
Annexe B	CONCEPTION ET VALIDATION DES ÉLÉMENTS TEC ET TET	157
Annexe C	EXEMPLE D'ANALYSE PSEUDO-STATIQUE : DÉTAIL DU CAL- CUL DU FACTEUR DE SÉCURITÉ AU GLISSEMENT	189

LISTE DES SYMBOLES

A	Aire non-fissurée sur le plan de rupture étudié
A_c	Aire où la cohésion s'exerce contre le mouvement de glissement
A_{ft}	Aire où la résistance à la traction s'exerce contre le mouvement de glissement
APR	Accélération de Pointe au Sol
As	Accélération spectrale sismique du site
$A_i^{(TEC)}$	Section du $i^{\text{ème}}$ élément TEC
$A_i^{(TET)}$	Section du $i^{\text{ème}}$ élément TET
$a_c(t)$	Accélération horizontale sismique
$a_v(t)$	Accélération sismique verticale
C_{dd}	Matrice d'amortissement
C_r	Vitesse des ondes de compression dans l'eau
C_{rd}	Matrice couplant le potentiel de vitesse avec les déplacements sur l'interface barrage-réservoir
C_{rr}	Matrice d'amortissement dû à la dissipation d'énergie à la base ou à la face amont du réservoir
c	Cohésion
c_s	Amortissement visqueux du système secondaire
c_{uj}	Cohésion au niveau des joints béton/béton
d_r	Déplacement résiduel à la base de la face amont du barrage
d_{rf}	Valeur finale de d_r
E	Module d'élasticité statique du béton
E_{ff}	Efficacité de drainage
E_H	Charge due à l'accélération sismique horizontale
E_{QH}	Force d'inertie sismique horizontale
E_{QV}	Force d'inertie sismique verticale
E_s	Module d'élasticité dynamique du béton
$E_i^{(TEC)}$	Module de Young du $i^{\text{ème}}$ élément TEC
$E_i^{(TET)}$	Module de Young du $i^{\text{ème}}$ élément TET
E_V	Charge due à l'accélération sismique verticale
FRF	Fonction de Réponse Fréquentielle
FFRF	Fonction de Réponse Fréquentielle de plancher
FSG	Facteur de Sécurité au Glissement

$F_i^{(\text{TEC})}$	Effort repris par le $i^{\text{ème}}$ élément TEC
$F_i^{(\text{TET})}$	Effort repris par le $i^{\text{ème}}$ élément TET
f_c	Résistance statique du béton à la compression
f_s	Fréquence propre du système secondaire
f_t	Résistance à la traction
f_{tuj}	Résistance la la traction au niveau des joints béton/béton
H_d	Résultante horizontale des pressions hydrodynamiques
H_r	Hauteur de la surface du réservoir
H_s	Résultante horizontale des pressions hydrostatiques
K_{dd}	Matrice de rigidité de la structure
K_{rr}	Matrice d'énergie cinétique du réservoir
k_s	Rigidité du système secondaire
L_d	Longueur sur l'interface barrage-fondation entre la face amont du barrage et le drain
L_p	Longueur sur l'interface barrage-fondation entre la face amont du barrage et le point étudié
L_r	Longueur du réservoir
$L_i^{(\text{TEC})}$	Longueur du $i^{\text{ème}}$ élément TEC
$L_i^{(\text{TET})}$	Longueur du $i^{\text{ème}}$ élément TET
L_{tot}	Longueur totale de l'interface barrage-fondation
l_f	Longueur de fissuration sur l'interface barrage-fondation
M_{dd}	Matrice de masse de la structure
M_{rr}	Matrice de potentiel du réservoir
m_i	Masse ajoutée de Westergaard au nœud i
m_s	Masse du système secondaire
N_i	i^{e} nœud initial à l'interface de contact
$N_i^{(\text{D})}$	i^{e} nœud du barrage à l'interface de contact
N_i^{e1}	i^{e} nœud à l'interface de contact positionnant un élément TEC
N_i^{e2}	i^{e} nœud à l'interface de contact positionnant un élément TET
$N_i^{(\text{F})}$	i^{e} nœud de la fondation à l'interface de contact
N_s	Nombre de modes du barrage utilisés
n	Nombre initial de nœuds à l'interface de contact
$P_h(z)$	Somme de la pression hydrostatique et de la pression hydrodynamique provoquée par l'accélération sismique verticale
\bar{p}_0	FRF pour la pression hydrodynamique due à l'accélération au sol, à la face amont du barrage considéré rigide

\bar{p}_j	FRF pour la pression hydrodynamique due à l'accélération horizontale $\psi_j^{(x)}(0, y)$ de la face amont du barrage
T_1	Période du premier mode
t	Le temps
U	Résultante verticale des sous-pressions
U_p	Sous-pressions (kPa)
U	Vecteur des déplacements relatifs nodaux
\dot{u}	Vitesse relative de glissement du barrage
\dot{u}_g	Vitesse au sol
\ddot{u}_g	Accélération au sol
\ddot{u}_{gh}	Accélération horizontales employées par les analyses pseudo-statiques
\ddot{u}_{gv}	Accélération verticales employées par les analyses pseudo-statiques
\ddot{u}_P	Réponse en accélération à un point P donné du barrage
u_s	Déplacement relatif du système secondaire
\ddot{u}_s	Accélération relative du système secondaire
\dot{u}_{sl}	Vitesse à l'interface maximale relative du barrage tant que $ \zeta_r < 1$
V_i	Aire tributaire du nœud i
W	Poids du barrage
W_L	Niveau de la surface du réservoir
(x_P, y_P)	coordonnées du point P
\bar{Z}_j	j^e coordonnées générales
$\bar{\mathbf{Z}}$	Vecteur des coordonnées générales
\ddot{Z}_j	Dérivée seconde selon le temps des coordonnées générales
z_i	Hauteur du nœud i
α	Coefficient d'absorption du fond du réservoir
$\Delta_i^{(TEC)}$	Déformation du $i^{\text{ème}}$ élément TEC
$\Delta_i^{(TET)}$	Déformation du $i^{\text{ème}}$ élément TET
$\Delta_{i,\max}^{(TEC)}$	Déformation maximale admissible par le $i^{\text{ème}}$ élément TEC
$\Delta_{i,\max}^{(TET)}$	Déformation maximale admissible par le $i^{\text{ème}}$ élément TET
δ	Écart entre deux interfaces de contact
δ_{nj}	Symbole de Kronecker
ε_n	Facteur choisi par l'utilisateur au sein d'ADINA concernant le critère de soulèvement
ε_{sl}	Facteur choisi par l'utilisateur au sein d'ADINA concernant le critère de glissement
η_d	Facteur hystérétique d'amortissement

Φ	Vecteur des potentiels de fluide nodaux
ϕ	Angle de friction
$\Gamma(H_s)$	Spectre de plancher à la crête du barrage
$\Gamma(y)$	Maximum du spectre de plancher à une hauteur y du barrage
μ_r	Module de Bulk
ν_s	Coefficient de poisson du béton
ω	Fréquence naturelle d'excitation
ω_n	Fréquence naturelle du mode n
ψ_1	Géométrie du premier mode
$\psi_j^{(x)}$	x -composante de la j^e géométrie modale du barrage au point P
ψ_n	n^e géométrie modale
ρ_r	Masse volumique de l'eau
ρ_s	Masse volumique du béton
σ	Contrainte normale à l'interface
τ	Contrainte de cisaillement à l'interface
ξ_d	Amortissement modal du barrage
ξ_s	Amortissement modal du système secondaire
ζ_r	Rapport conditionnant le glissement de type I
$\mathbf{1}$	Vecteur colonne de même dimension que \mathbf{U} , contenant un lorsqu'un degré translationnel de liberté correspond à une direction de l'excitation sismique, et zéro sinon

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

1.1 Contexte général

Les ruptures de barrages hydro-électrique sont des événements dévastateurs tant économiquement qu’humainement. En Amérique du Nord, de nombreux barrages poids en béton ont été mis en service voilà plus de 70 ans, alors que les normes de l’époque ne permettaient pas de satisfaire nos critères contemporains de sécurité (Gouvernement du Québec, 2002). Une grande part de ces ouvrages se situe dans des zones à sismicité modérée à élevée. Aussi, il est impératif d’évaluer leur réponse dynamique sous l’effet des sollicitations sismiques caractéristiques de ces régions.

L’évaluation avec précision des interactions entre la fondation, le barrage et le réservoir est cruciale pour satisfaire la sûreté sismique d’un barrage. Un nombre important de publications s’y consacre depuis le travail pionnier de Westergaard, dans les années 1930, portant sur le projet du barrage Hoover (Westergaard, 1933). Des événements tels aux barrages de Hsifengkiang en Chine (1962), Koyna en Inde (1967) ou Shih-Kang à Taiwan (1999) nous rappellent l’importance critique des simulations numériques pour prédire les réponses sismiques d’un système complexe couplant le barrage, la fondation et le réservoir.

Dans ce contexte, plusieurs sociétés productrices d’électricité ont choisi, durant la seconde moitié du vingtième siècle, de réévaluer la sécurité de leurs ouvrages hydrauliques en adaptant la méthode de l’approche progressive pour l’évaluation sismique (USACE, 1999). Celle-ci, jumelée à des critères de performance définis selon un ordre de dommages acceptables, classe les types d’analyses en 4 niveaux (Ghrib *et al.*, 1997) :

- Niveau I : Méthode pseudo-statique ;
- Niveau II : Méthode pseudo-dynamique ;
- Niveau III : Méthodes dynamiques transitoires linéaires (fréquentielles et temporelles) ;
- Niveau IV : Méthodes dynamiques transitoires non-linéaires (temporelles avec endommagement considéré).

Plus le niveau d’analyse est élevé, plus le nombre d’hypothèses à considérer est impor-

tant, et plus ce type d'analyse fournit des résultats quantifiés (tels les déplacements résiduels qui ne sont disponibles qu'au niveau IV). Cependant, les analyses de niveau supérieur, plus complètes, sont aussi beaucoup plus complexes. Il s'agit donc de trouver le niveau adéquat pour démontrer la sécurité de l'ouvrage. Par ailleurs, les méthodes de niveau I et II, naturellement les plus utilisées en pratique, dépendent de paramètres (géométriques et mécaniques) dont l'évaluation ou la simplification sont souvent mal maîtrisées. Les analyses de niveau supérieure servent donc aussi à étudier l'impact de ces facteurs.

A chaque niveau, différentes méthodes d'analyse peuvent être considérées : celles-ci peuvent être analytiques ou numériques, dans le domaine fréquentiel ou temporel et peuvent tenir compte de différentes hypothèses tel la flexibilité du barrage, la compressibilité de l'eau, l'absorption liée à la sédimentation du réservoir, la plastification des joints ou de la fissuration du béton, etc. (Tinawi *et al.*, 2000, Bouaanani *et al.*, 2002). Parmi ces techniques, la méthode des éléments finis est de plus en plus populaire (Bouaanani et Lu, 2009).

Il est aussi essentiel de définir le type de défaillance étudié au long de l'approche progressive. Le mode de rupture structural le plus probable, au sein d'un barrage poids à géométrie régulière, est le glissement des blocs de béton les uns sur les autres ainsi qu'à l'interface barrage-fondation (ICOLD, 1983). Il est notamment influencé par l'amplification dynamique structurale, pouvant alors causer des dommages significatifs. Toutefois, un autre type de défaillance apparaît couramment au sein des barrages-poids : les équipements et les structures secondaires supportés par l'ouvrage (tels des parapets, des vannes ou des grues) peuvent être sévèrement affectés par la sollicitation sismique amplifiée (USCOLD, 2000, Matsumoto *et al.*, 2011). Aussi, de nombreux choix cruciaux doivent être effectués par l'ingénieur en structure quant aux hypothèses, aux types d'analyses et aux modes de rupture étudiés pour l'évaluation sismique d'un barrage-poids, sans pour autant disposer de la documentation appropriée.

1.2 Problématiques

De nombreuses études et observations antérieures ont tenté de caractériser l'influence des paramètres physiques de l'interface barrage-fondation sur le glissement d'un barrage-poids. Cependant, la plupart des méthodes proposées dans la littérature restent difficilement employables de manière routinière par l'ingénieur en structures. Aussi, pour une analyse de stabilité au glissement d'un barrage-poids, la plupart des normes recommandent l'utilisation de la méthode gravitaire aux niveaux I et II. Contrairement à la méthode des éléments finis, celle-ci ne permet pas de modéliser de manière détaillée l'effet de la fondation (USBR,

2009). La méthode gravitaire suppose une distribution linéaire des contraintes normales à la base (FERC, 2002), ce qui nécessite une interface de fondation simplifiée en un plan unique (FRCOLD, 2008). Il est reconnu que cette simplification est arbitraire et probablement assez imprécise, toutefois la majorité des codes attestent la validité de cette méthode pour des barrages à géométrie régulière (FERC 2002, USBR, 2009). Il est également intéressant de s'interroger sur l'effet de l'irrégularité géométrique de la fondation en étudiant les simplifications possibles.

Une certaine incertitude demeure sur les valeurs des paramètres physiques (la cohésion et la résistance à la traction dans ce cas-ci) prises à l'interface barrage-fondation, ainsi que leurs effets. En se plaçant du côté conservateur, les normes supposent des valeurs de cohésion et de résistance à la traction nulles (ICOLD, 2004). Or, certaines études de terrain montrent que ces paramètres peuvent prendre des valeurs pouvant aller jusqu'à 1 et 2 MPa, respectivement (Lo *et al.*, 1991).

En étudiant les paramètres influençant le glissement résiduel d'un barrage-poids, ce mémoire se penchera également sur l'impact de la composante sismique verticale. Cet effet a déjà été clairement démontré dans le cas d'autres structures typiques de génie civil soumises à des analyses non-linéaires (Kim et Elnashai, 2008, Shrestha, 2009).

Par ailleurs, la stabilité du barrage ainsi que la sécurité de ses systèmes secondaires sont très sensibles à l'amplification de l'accélération sismique au sein d'une structure hydraulique dont l'étendue a été démontrée par des études précédentes (Wieland et Malla, 2000). En outre, de nombreuses recherches ont été menées pour prendre en compte l'effet de l'interaction-fluide structure. Ainsi, plusieurs approches, analytiques ou numériques, ont été proposées depuis la formulation de Westergaard (1933), pour tenir compte de la déformabilité du barrage, de la compressibilité de l'eau, de la géométrie et de l'amortissement dû à la sédimentation au fond du réservoir (Chopra, 1970, Fenves et Chopra, 1984, Humar et Jablonski, 1988, Bouaanani et Lu, 2009). Il est à présent accepté que l'évaluation précise de la charge hydro-dynamique est essentielle pour l'évaluation sismique. Certaines normes imposent la prise en compte de l'amplification de l'accélération sismique au sein des barrages, pour l'étude des systèmes secondaires s'y rattachant (ICOLD, 2010). Pourtant, à ce jour, aucune étude n'a été menée sur la sensibilité des systèmes secondaires à ces hypothèses portant sur l'interaction fluide-structure.

Ce mémoire étudie les problématiques suivantes :

- Comment considérer de manière simplifiée les paramètres caractérisant les non-linéarités à l'interface barrage-fondation, en utilisant un logiciel accessible, pour une évaluation de la stabilité au glissement dynamique d'un barrage-poids ?
- Quelles hypothèses portant sur l'interaction fluide-structure doit-on prendre en compte pour évaluer efficacement l'amplification de l'excitation sismique au sein d'un barrage-poids ?

1.3 Objectifs de recherche

Les objectifs de ce mémoire de maîtrise sont :

- de développer des modèles prenant en compte le comportement non-linéaire de l'interface barrage-fondation sous l'effet d'un séisme, avec présence d'irrégularités géométriques, de cohésion et de résistance à la traction ;
- de caractériser les modèles d'éléments finis employant l'interaction fluide-structure et de proposer en conséquence une formulation analytique prenant en compte de cette interaction ;
- d'appliquer les modèles et les méthodes développés à des cas pratiques d'analyse de stabilité et de spectres de plancher (trois barrages-poids différents considérés au long de ce mémoire).

À l'issue de ce mémoire, des recommandations seront fournies :

- quant à l'influence et la simplification de plusieurs paramètres, notamment à l'interface barrage-fondation, pour une évaluation de la stabilité sismique et pour le glissement résiduel d'un barrage-poids ;
- quant aux hypothèses à prendre en compte sur l'interaction fluide-structure sur l'amplification de l'accélération sismique au sein d'un barrage-poids.

Une discussion sera aussi produite quant à la pertinence de l'emploi de méthodes sophistiquées telles des analyses non-linéaires.

1.4 Méthodologie

Pour prendre en compte le comportement non-linéaire de l'interface barrage-fondation, des éléments finis ont été spécialement développés pour modéliser la friction, la cohésion

et la résistance à la traction au niveau de cette dernière. Ceux-ci permettent de considérer de manière simplifiée ces paramètres en utilisant exclusivement un logiciel commercial commun. Ils s'appuient donc sur une méthodologie applicable par l'ingénieur en structure. Après validation de leur comportement, ils ont été mis en application sur un modèle d'un barrage-poids existant, étudié en étant soumis aux composantes horizontale et verticale de plusieurs séismes. Ce dernier est donc composé de matériaux linéaires élastiques et les non-linéarités se localisent au joint barrage-fondation, utilisant des éléments finis cités ci-dessus. À l'interface barrage-fondation, le modèle de friction de Mohr-Coulomb est employé car il est le critère de rupture le plus communément employé pour les analyses de stabilité des barrages (FR-COLD, 2008, USBR, 1977). Les résultats de ces analyses non-linéaires permettent alors de caractériser les critères de performance du Facteur de Sécurité au Glissement (le FSG, calculé au moyen d'un algorithme spécifique) et du déplacement résiduel au regard des paramètres présentés dans la section précédente.

Le second objectif utilise deux méthodes d'analyses dynamiques linéaires : l'une basée sur une modélisation par éléments finis (ADINA, 2011) et l'autre analytique. Dans les deux cas, les résultats sont combinés avec la méthode des spectres de plancher qui permet d'évaluer l'accélération sismique maximale subit par un système secondaire supporté par le barrage-poids (Singh, 1975). Afin de caractériser l'impact des hypothèses portant sur l'interaction-fluide structure sur l'amplification dynamique, une nouvelle méthode fréquentielle est aussi développée.

1.5 Organisation du mémoire

Cette introduction permet donc de présenter la problématique posée par ce mémoire ainsi que son contexte et les objectifs qu'il poursuit. Celui-ci se décompose alors en quatre sections à la suite de ce chapitre. Ainsi, le chapitre 2 constitue la revue de la littérature qui rappelle l'histoire des études sismiques sur les barrages poids, permettant d'introduire les méthodes d'analyse existantes employées dans ce mémoire. Le chapitre 3 répond à l'objectif de formuler des recommandations sur la prise en compte de l'irrégularité de la fondation et de la composante sismique verticale dans le cas d'analyses de stabilité au glissement. Pour se faire, des éléments spécifiques modélisant l'interface non-linéaire barrage-fondation sont développés et mis en application sur plusieurs modèles. Le chapitre 4 étudie les hypothèses à prendre en compte sur l'interaction fluide-structure pour le calcul de l'amplification de l'accélération sismique au sein d'un barrage-poids, notamment au moyen des spectres de plancher. Le thème abordé par ce chapitre a fait l'objet d'un article soumis à une revue internationale.

Cet article est présenté en Annexe A. Enfin, le chapitre 5 discute de l'emploi de méthodes d'analyses avancées au regard de celles communément employées. Après la conclusion du mémoire, plusieurs annexes sont présentées.

CHAPITRE 2

REVUE DE LITTÉRATURE

2.1 Impact de la sismicité sur les barrages-poids

2.1.1 Bref historique au travers d'exemples

Ainsi qu'évoqué précédemment en introduction, l'évaluation sismique des barrages est une étape cruciale dans la vérification de leur sécurité, dont dépendent des enjeux tant humains qu'économiques. Plusieurs événements passés sont notamment là pour nous le rappeler. Avant 2006, seulement une vingtaine de barrages en béton ont subi une accélération supérieure à 0.2 g (Alliard, 2006). Toutefois, parmi ceux-ci, un certain nombre voyaient leur critères de dimensionnement inférieurs aux efforts sismiques supportés. Aussi, plusieurs exemples de barrages ayant subits des dégâts sont disponibles, dont certains sont présentés à la suite.

Ainsi, le barrage à contreforts de Hsingfengkiang (situé en Chine, haut de 150 m) a subi en 1962 plusieurs sollicitations sismiques provoquées par son réservoir, dont la plus forte eu une magnitude (sur l'échelle de Richter) de 6.1. Plusieurs fissures horizontales, en haut des contreforts, sur la face aval du barrage, ont été alors constatées suite à cet événement (Gupta et Ramaseshan, 1992).

Le barrage poids de Konya, en Inde, haut de 104 m, constitue aussi un autre exemple. Il fut, en effet, endommagé suite à un séisme de magnitude 6.3, probablement dû au remplissage de son réservoir. Les accélérations de pointe au roc (APR) furent de 0.51 g horizontalement et de 0.36 g verticalement. Suite à cette sollicitation, des fissures longitudinales, près de la crête, sur les deux faces du barrage, sont apparues. Celui-ci a, en effet, été conçu grâce à une analyse pseudo-statique, et des analyses numériques réalisées depuis ont démontré que cette zone de fissuration fut une zone critique où les contraintes en traction ont dépassé de plus de trois fois la résistance du béton de masse. Ces mêmes analyses ont, aussi, montré, qu'avec les méthodes de conception contemporaines, ce barrage n'aurait pas subi de dommages. Des déplacements entre monolithes le long de joints verticaux ont été aussi relevés (Gupta et Ramaseshan, 1992, ICOLD, 2001).

L'exemple du barrage en béton à contreforts de Sefid Rud, haut de 105 m, en Iran, est notable car il a subi un séisme, en 1990, d'une magnitude de 7.5. Il fut, notamment, soumis

à une accélération au sol de 0.7 g du fait de sa proximité avec l'épicentre (5 km). En dépit de la violence de la secousse sismique, et malgré qu'il fut dimensionné pour une accélération de 0.25 g en pseudo-statique, la performance de la structure fut assez satisfaisante. Les dommages relevés furent un glissement de 20 mm entre la fondation et la crête de l'ouvrage, l'apparition de fissures horizontales au niveau des joints béton-béton proches du sommet et le glissement le long de joints verticaux entre monolithes - allant jusqu'à 50 mm (USCOLD, 2000, ICOLD, 2001).

Enfin, le seul exemple, à ce jour, de rupture de barrage suite à un tremblement de terre est celui de Shih Kang, construit en 1976, haut de 25 m, à Taiwan (séisme de Chi Chi, en 1999, de magnitude 7.6). Toutefois la rupture fut induite par un mouvement différentiel de 7.7 m d'une faille située directement sous le barrage, et non par l'accélération au sol qui fut de 0.56 g. En effet, le reste du barrage n'ayant pas été touché par ce déplacement a subi très peu de dégâts (quelques fissures horizontales ne remettant pas en cause l'intégrité de l'ouvrage). Il est notable que cette rupture n'a provoqué aucune perte de vie humaine : l'ensemble des 2.7 millions m³ d'eau du réservoir ont été efficacement drainés par le canal aval (Alliard, 2006). Néanmoins cet événement constitue un sérieux avertissement quant aux conséquences de la rupture d'un barrage.

2.1.2 Mécanismes de rupture observés sous un séisme

L'ensemble des événements survenus durant un séisme est riche d'enseignements pour la recherche et la conception de barrages-poids. Ainsi, trois types majeurs de dommages structuraux ont pu être relevés :

- des fissures horizontales au niveau des interfaces béton-béton (joints de reprise) et barrage-fondation, induisant à ce niveau des glissements ;
- des fissures verticales entre deux monolithes d'un même barrage, provoquant des déplacements différentiels ;
- des ouvertures de joints impliquant des écoulements d'eau.

Ces dommages sont d'excellents indicateurs sur les modes de défaillance structuraux possibles d'un barrage-poids suite à un séisme. Ceux-ci ont, alors, permis d'élaborer des méthodes d'analyses adaptées pour concevoir et anticiper le comportement d'ouvrages hydrauliques. Ainsi, les glissements observés entre monolithes indiquent un comportement plutôt autonome de ceux-ci, et autorisent la modélisation, notamment en deux dimensions, de chacun d'entre eux de manière indépendante (USACE, 2003).

Par ailleurs, trois modes de rupture structuraux, à la base des critères de conception des barrages poids, sont déduits des observations antérieures : le glissement horizontal des blocs de béton les uns sur les autres (à éviter, toléré seulement si des analyses poussées démontrent qu'il reste minimal), le renversement d'un monolithe et le dépassement des contraintes admissibles (aux interfaces et dans les blocs).

Du fait de l'impulsivité des secousses sismiques, la possibilité d'un renversement demeure extrêmement faible : il est communément admis que le mode de rupture structural le plus probable, au sein d'un barrage poids à géométrie régulière, durant un tremblement de terre, est le glissement aux interfaces béton-béton et barrage-fondation (ICOLD, 1983). Ainsi, seul ce type de défaillance structurale sera étudié au long de ce mémoire, notamment au niveau de l'interface barrage-fondation qui constitue généralement le lieu le plus fragile de l'ouvrage - voir Chapitre 3 (Lo et Grass, 1994).

Le glissement au niveau d'un plan de rupture (correspondant à un joint), dans la très large majorité des codes, est étudié au moyen du Facteur de Sécurité au Glissement (*FSG*, *SSF* en anglais). Ce facteur peut être calculé tant par des analyses pseudo-dynamiques que dynamiques temporelles : il ne nécessite pas de modèles non-linéaires pour être déterminé (voir section suivante). Introduisant W le poids du barrage, U la résultante verticale des sous-pressions, H_s la résultante horizontale des pressions hydrostatiques, H_d la résultante horizontale des pressions hydrodynamiques, E_{QH} et E_{QV} les forces d'inerties sismiques respectivement horizontales et verticales, ϕ l'angle de friction, c la cohésion et A l'aire non-fissurée sur le plan de rupture étudié, le *FSG* est généralement donné dans la littérature par (USACE, 1999, OFEG, 2002) :

$$FSG = \frac{(W - U - E_{QV}) \tan(\phi) + cA}{E_{QH} + H_d + H_s} \quad (2.1)$$

Le *FSG* correspond, en fait, au rapport des forces stabilisantes et de la cohésion sur les forces destabilisantes. Tant que le *FSG* est supérieur à 1, les forces latérales exercées sont supposément insuffisantes pour provoquer un glissement à l'interface qui obéit, alors, au critère de rupture de Mohr-Coulomb. Toutefois, pour tenir compte de diverses incertitudes, la plupart des codes recommandent une marge de sécurité par rapport au *FSG* (ICOLD, 2004).

Néanmoins, les dégâts structurels ne furent pas les seuls relevés sur les ouvrages hydrauliques après un tremblement de terre. L'amplification du signal sismique au sein de la structure

peut, en effet, provoquer des dommages significatifs tant sur la structure que sur les systèmes secondaires rattachés au barrage. Celle-ci a déjà été relevée durant des tremblements de terre passés. Ainsi, durant le séisme du Saguenay au Québec, les enregistrements situés sur trois sites de barrages différents ont montré une amplification à la crête de l'accélération au sol allant de 7 à 15 fois (Rainer et Dascal, 1991). En outre, Wieland et Malla (2000) ont réalisé une analyse 3D d'un barrage en arc haut de 45 m : ils ont trouvé un facteur d'amplification de l'APR de 3.8 dans la galerie supérieure, et d'environ 8 à la crête. Des spectres de plancher ont été aussi employés afin de générer des accélérogrammes adaptés pour conduire des analyses sur la partie supérieure fissurée du barrage (Wieland et Malla, 2000). L'amplification de l'APR a été aussi mise en évidence par des essais de plaque vibrante (Donlon et Hall, 1991, Lin *et al.*, 1993, Tinawi *et al.*, 2000).

L'évaluation de l'amplification de l'accélération suivant la hauteur de l'ouvrage est donc cruciale et, si durant la plupart des séismes, les dommages au barrage en lui-même demeurent très limités, les équipements supportés en hauteur sont souvent très touchés par celle-ci. Ainsi, de nombreuses défaillances de murs, parapets ou vannes furent remarquées après un tremblement de terre (USCOLD, 2000, Matsumoto *et al.*, 2011). Ceci nous amène à perfectionner les méthodes permettant leur conception comme proposé dans le Chapitre 4 de ce mémoire. En effet, certaines normes contemporaines spécifient clairement la nécessité de prendre en considération l'amplification de la sollicitation au sol (ICOLD, 2010). Pour autant, l'amplification de l'accélération sismique est encore trop rarement prise en compte dans le dimensionnement de systèmes secondaires sur un barrage-poids.

2.2 État de l'art de l'analyse sismique des barrages-poids

2.2.1 Méthode de l'analyse progressive

L'identification des modes de défaillance ayant été faite dans la section précédente, il revient alors à l'ingénieur de choisir une approche démontrant ou infirmant, au moyen de simulations numériques, la sureté sismique du barrage-poids vis à vis de ceux-ci. Il convient, ici, de trouver un compromis entre exigence de sureté, difficulté de l'analyse effectuée et qualité des résultats obtenus. Dans ce cadre, la méthode de l'analyse progressive propose de classer en quatre niveaux les types de simulations numériques possibles de sorte à ce que l'ingénieur commence au niveau le plus faible (le plus simple) et s'arrête dès que le niveau atteint permet de satisfaire les critères de sureté (Ghrib *et al.*, 1997). Si le niveau le plus élevé, le IV, ne démontre pas la sécurité des ouvrages, alors des mesures de réhabilitation doivent être prises pour les ouvrages existants. Cette approche a été reprise par de nombreuses

normes (USACE, 1999, FERC, 2002). Les différents niveaux sont présentés à la suite. Notons qu'un classement préliminaire des barrages suivant le risque sismique encouru (hauteur de l'ouvrage, intensité de la sismicité probable sur le site) doit être réalisé (Niveau 0).

Préambule : généralités sur les méthodes de simulation numérique

Différentes méthodes de simulation numériques sont disponibles pour chaque niveau d'analyse. Du fait de sa simplicité, l'analyse gravitaire, recommandée par les normes, est la plus souvent employée, même si elle n'est utilisable qu'aux niveaux I et II (pseudo-statique et pseudo-dynamique). Le logiciel CADAM (Leclerc *et al.*, 2003) en est un exemple. Celle-ci assume une distribution linéaire des contraintes normales sur un plan de rupture (FERC, 2002), hypothèse raisonnable si la géométrie du barrage est standard, ce qui permet d'y déduire la longueur de fissuration et le *FSG* (voir à la suite, niveaux I et II). Pour cela, comme écrit en introduction, la méthode gravitaire simplifie la géométrie du plan de rupture, associé à un joint, en une ligne droite, notamment à l'interface barrage-fondation souvent irrégulière (FR-COLD, 2008, USBR, 2009). En revanche, la méthode des éléments finis permet de modéliser l'ensemble des détails géométriques du barrage-poids étudié (ADINA, 2011). Cependant, son utilisation se limite généralement aux niveaux III et IV, du fait de l'expertise et de l'investissement financiers nécessaires à son emploi. Aussi, l'effet de l'irrégularité géométrique de la fondation (en étudiant les simplifications possibles) sera abordée au long de cette étude, tout en discutant du gain de l'utilisation de techniques et de niveaux de modélisation avancés. D'autres méthodes analytiques ou à base de différences finies peuvent aussi être employées (Fenves et Chopra, 1984, Fronteddu, 1997, Bouaanani et Lu, 2009).

Niveau I : analyse pseudo-statique

L'analyse pseudo-statique constitue une première évaluation de la stabilité d'un barrage-poids en béton. Ne prenant pas en compte la flexibilité de la structure, la plupart des normes imposent qu'elle soit complétée par des analyses de niveau supérieur. Cette analyse se divise en deux étapes (FERC, 2002).

Dans un premier temps, l'analyse de contrainte détermine la longueur de fissuration à l'interface roc-béton et les contraintes maximales. Pour cela, l'accélération sismique appliquée au système est égale, horizontalement, à l'APR, et verticalement, à $2/3$ de l'APR. En effet, un séisme peut être considéré comme une série d'impulsions d'accélérations courtes. Une seule de ces impulsions suffit pour induire une fissuration. Aussi, pour l'analyse de contrainte, le barrage est soumis à l'impulsion maximale que peut subir le barrage (à ce niveau, l'APR

pour la composante horizontale), nommée accélération de pointe. En revanche, l'accélération de pointe ne suffira pas à provoquer le glissement de l'ouvrage : un chargement sismique plus long, donc moins intense, sera nécessaire (CDSA, 1995) : l'accélération soutenue.

Les pressions hydrodynamiques (réactions dynamiques du réservoir sur le barrage) sont calculées à l'aide de la formulation de Westergaard. Le calcul des sous-pressions est présenté au cours du Chapitre 3. Quelque soit le niveau d'analyse, elles sont supposées constantes durant le séisme (ANCOLD, 2006, FERC, 2002, CDA, 2006).

L'accélération soutenue est, elle, prise à 2/3 de l'APR dans l'ouest canadien et à 1/2 de l'APR dans l'est canadien. Ces distinctions proviennent de la différence de contenu fréquentiel des séismes entre ces deux régions (Tinawi *et al.*, 1998). L'ensemble des charges calculées avec l'accélération soutenue est utilisé pour l'analyse de stabilité au glissement le long des plans de rupture en calculant le FSG.

Niveau II : analyse pseudo-dynamique : prise en compte de l'amplification du signal sismique au sein de la structure

L'analyse pseudo-dynamique reprend les deux mêmes étapes que l'analyse de niveau I, tout en tenant compte de la flexibilité de l'ouvrage. Plus conservatrice, elle tient compte de l'amplification de l'accélération sismique au sein du barrage et de l'influence de l'interaction fluide-structure sur cette dernière qui, comme vu précédemment, a une importance critique pour la sûreté de l'ouvrage.

En se basant sur la méthode simplifiée de réponse spectrale (Fenves et Chopra, 1984, Fenves et Chopra, 1985) qui tient compte de l'influence de l'interaction fluide-structure sur la période fondamentale du barrage, l'analyse de niveau II évalue la réponse linéaire, maximale, de la section du barrage poids, dans son mode fondamental de vibration, et en extrait la période propre.

Définissant T_1 la période du premier mode ψ_1 du barrage poids, l'accélération amplifiée au sein de la structure est donc obtenue par combinaison de ψ_1 et de $A_s(T_1)$, l'accélération associée à T_1 sur le spectre sismique du site de l'ouvrage. La contribution des modes supérieurs est réalisée par correction statique : ils sont considérés rigides et l'APR leur est associée (Fenves et Chopra, 1984, Fenves et Chopra, 1985). Les périodes de vibration d'un barrage étant généralement bien distinctes, la méthode de combinaison modale SRSS peut être employée.

De même que pour l'analyse de niveau I, la méthode pseudo-dynamique se divise en deux étapes, une analyse de contraintes et une analyse de stabilité employant respectivement une accélération de pointe et une accélération soutenue. La première correspond à l'accélération amplifiée dynamiquement décrite ci-dessus. La seconde correspond à $2/3$ pour l'ouest ou $1/2$ pour l'est canadien de l'accélération de pointe.

Si le caractère impulsif du séisme est pris en compte aux niveaux I et II pour l'analyse de stabilité, cette approche demeure très conservatrice dans le cas du pseudo-dynamique. En effet, en cas de glissement, aucune indication n'est donnée sur l'importance géométrique et temporelle de celui-ci. Des études de niveau 3 ou 4 doivent être réalisées pour obtenir ces informations et leur implication pour la sécurité du barrage.

Niveau III : analyse dynamique linéaire (fréquentielle ou temporelle)

L'analyse de niveau III est dynamique, linéaire et peut être fréquentielle ou temporelle (Fenves et Chopra, 1984, Bouaanani et Lu, 2009). Plus complexe que les niveaux précédents, elle tient compte de la temporalité du tremblement de terre. Ainsi, un événement violent, impulsif, n'aura pas le même impact que s'il est de longue durée. Le système barrage-fondation-réservoir, dont les matériaux demeurent dans le domaine linéaire élastique, est soumis à une sollicitation sismique au sol (correspondant aux caractéristiques du spectre sismique du site) pouvant contenir deux composantes indépendantes : verticale et horizontale. Un modèle numérique ou analytique détermine alors la réponse durant le temps de l'ouvrage (accélération, force, pression, ...). Notons, par ailleurs, que l'étude de systèmes secondaires, dans le cadre de bâtiments multi-étagés, se fait généralement au moyen d'analyses dynamiques linéaires. Aussi, le niveau III sera employé pour générer des spectres de planchers sur un barrage-poids au Chapitre 3.

Niveau IV : analyse dynamique non-linéaire

Si les résultats d'une analyse dynamique linéaire (niveau III) indique que la structure subit probablement des dommages significatifs (FSG régulièrement inférieur à 1, contraintes admissible souvent excédées, ...), une analyse non-linéaire (impérativement temporelle) sera nécessaire pour confirmer, ou infirmer, l'instabilité du barrage-poids étudié sous l'effet d'un séisme majeur (USACE, 1999). Cette dernière permet notamment d'estimer quantitativement les glissements aux plans de rupture. De plus, une forte fissuration à une interface béton-béton ou barrage-fondation peut induire une redistribution des contraintes : les résultats de l'analyse

de niveau III peuvent alors être faussés. Toutefois, l’emploi d’analyses non-linéaires demande beaucoup de précautions et d’expertise pour la modélisation et l’interprétation. Elles sont en effet très sensibles aux hypothèses de simulation retenues, au contenu fréquentiel sismique et aux conditions initiales (Uchita *et al.*, 2005). Aussi, si les dommages prédits sur la structure semblent mineurs, une interprétation directe des résultats d’une analyse de niveau III peut, potentiellement, suffir à statuer sur la stabilité de l’ouvrage. Ce sujet sera, notamment, discuté par la suite, dans ce mémoire.

2.2.2 Modélisation de l’interaction fluide-structure

Les pressions hydrodynamiques, et de manière plus générale, l’interaction fluide-structure, jouent un rôle essentiel dans l’estimation de la stabilité et de l’amplification des accélérations au sein d’un barrage poids soumis à un tremblement de terre. De nombreuses recherches ont été menées pour prendre en compte cet effet et plusieurs approches ont été proposées depuis la formulation de Westergaard (Chopra, 1970, Fenves et Chopra, 1984, Humar et Jablonski, 1988, Bouaanani et Lu, 2009). S’étant perfectionnés au fil des années, les modèles de barrage-réservoir permettent à présent de prendre en compte divers facteurs dont l’impact n’est pas toujours bien appréhendée par l’ingénieur : la déformabilité du barrage, la compressibilité de l’eau, la géométrie du réservoir et l’amortissement dû à la sédimentation. Parmi tous ces modèles, les trois présentés à la suite ont été retenus pour la poursuite de cette étude.

Formulation de Westergaard

Encore aujourd’hui, la grande majorité des simulations numériques, notamment pour les analyses de niveau IV, considèrent la formulation de Westergaard (USACE, 2003). Même si sa simplicité ne permet pas de considérer les facteurs énumérés ci-dessus, sa facilité de mise en place en font toujours une référence. C’est pourquoi cette formulation de l’interaction fluide-structure sera considérée par l’ensemble des modèles présentés dans les chapitres ci-après. De plus, elle peut être utilisée pour tous les niveaux d’analyse et supporte relativement bien les grands déplacements dus aux non-linéarités.

Les pressions hydrodynamiques, dues à la composante horizontale du séisme, sont intégrées dans un modèle numérique ou analytique, discrétisé en nœuds, au moyen de l’ajout de masses. Aussi, désignant ρ_r la masse volumique de l’eau et W_L le niveau de la surface du réservoir, en chaque nœuds i de l’interface fluide-structure, dont la hauteur vaut z_i et le volume tributaire d’eau V_i , on ajoute une masse m_i calculée de la manière suivante (Westergaard,

1933) :

$$m_i = \frac{7}{8} \rho_r V_i \sqrt{W_L (W_L - z_i)} \quad (2.2)$$

Modèle analytique du réservoir semi-infini

Selon cette méthode, seul le monolithe en béton du barrage doit être modélisé au moyen d'éléments finis. En effet, elle nécessite la réponse modale de la structure de l'ouvrage sans réservoir (cette réponse peut aussi s'obtenir au moyen d'un "stick-model"). L'effet du réservoir est lui modélisé analytiquement.

Dans le cas de cette formulation, le réservoir est assumé rectangulaire. La réponse en accélération, \ddot{u}_P , en un point P donné du barrage (soumis à une sollicitation au sol \ddot{u}_g) peut être obtenue à chaque instant t par (Fenves et Chopra, 1984, Bouaanani et Lu, 2009) :

$$\ddot{u}_P(t) = \sum_{j=1}^{N_s} \psi_j^{(x)}(x_P, y_P) \ddot{Z}_j(t) \quad (2.3)$$

où N_s est le nombre de modes du barrage inclu dans l'analyse, $\psi_j^{(x)}$ est la x -composante du j^{th} contour de mode du barrage, pris aux coordonnées (x_P, y_P) du point P, et \ddot{Z}_j est la dérivée seconde selon le temps des coordonnées générales données par l'intégrale de Fourier :

$$\ddot{Z}_j(t) = -\frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \omega^2 \bar{Z}_j(\omega) \bar{\ddot{u}}_g(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (2.4)$$

où $\bar{\ddot{u}}_g(\omega)$ est la transformée de Fourier de l'accélération au sol $\ddot{u}_g(t)$

$$\bar{\ddot{u}}_g(\omega) = \int_0^{t_a} \ddot{u}_g(t) e^{-i\omega t} dt \quad (2.5)$$

Avec t_a correspondant à la durée du signal sismique appliqué au système. Le vecteur $\bar{\mathbf{Z}}$ venant des coordonnées généralisées \bar{Z}_j , $j=1 \dots m_s$, nécessaires à l'Eq. (2.4) peut être obtenu en résolvant le système d'équation suivant :

$$\bar{\mathbf{S}} \bar{\mathbf{Z}} = \bar{\mathbf{Q}} \quad (2.6)$$

où, pour $n = 1 \dots m_s$ et $j = 1 \dots m_s$

$$\bar{S}_{nj}(\omega) = \left[-\omega^2 + (1 + i\eta_d) \omega_n^2 \right] \delta_{nj} + \omega^2 \int_0^{H_r} \bar{p}_j(0, y, \omega) \psi_n^{(x)}(0, y) dy \quad (2.7)$$

$$\bar{Q}_n(\omega) = -\psi_n^T M_{dd} \mathbf{1} + \int_0^{H_r} \bar{p}_0(0, y, \omega) \psi_n^{(x)}(0, y) dy \quad (2.8)$$

où δ_{nj} correspond au symbole de Kronecker, ω à la fréquence d'excitation, η_d le facteur hystérétique d'amortissement du barrage, supposé constant, ω_n la fréquence de vibration correspondant au mode structural ψ_n , \bar{p}_0 la Fonction de Réponse en Fréquences (FRF) pour la pression hydrodynamique, due à l'accélération au sol, à la face amont du barrage considéré rigide, \bar{p}_j la FRF pour la pression hydrodynamique, due à l'accélération horizontale $\psi_j^{(x)}(0, y)$ de la face amont du barrage et H_r la hauteur constante de la surface du réservoir.

Les pressions hydrodynamiques sont déterminées analytiquement en résolvant l'équation de Helmholtz et en associant les conditions aux frontières suivantes : (i) une condition de surface libre du réservoir, (ii) une condition à l'interface fluide-structure impliquant la compatibilité entre les pressions hydrodynamiques et les déplacements normaux à cette dernière, (iii) une condition aux frontières à l'amont du réservoir pour modéliser la non-réflexion des ondes sismiques à l'infini et (iv) une condition aux frontières au fond du réservoir pour approximativement prendre en compte la dissipation d'énergie due à la sédimentation, amortissant partiellement les ondes de compressions sismiques incidentes, caractérisée par un coefficient α variant de $\alpha=0$ pour une absorption totale à $\alpha=1$ pour une réflexion totale (Fenves et Chopra, 1984, Bouaanani et Lu, 2009).

Cette formulation analytique est donc de type dynamique fréquentielle (niveau III). Il est notable qu'en principe une étude de convergence doit être conduite afin de déterminer le nombre suffisant de modes N_s à inclure dans l'analyse. Cette formulation sera notamment utilisée par la suite pour étudier l'effet du nombre de modes pris dans une analyse de niveau III sur le calcul des spectres de plancher.

Méthode des éléments finis : formulation $\Phi - U$

Une dernière méthode de modélisation du système couplant barrage et réservoir est employée au long de ce rapport : la méthode des éléments finis nous permet d'obtenir ce système grâce à la formulation $\Phi - U$. Pour ce modèle, le barrage et le réservoir sont intégralement modélisés au moyen d'éléments respectivement de contrainte plane et de "potential-based fluid". Le réservoir est tronqué à une certaine distance L_r de la face amont du barrage, suf-

fisament grande pour éliminer le réfléchissement des ondes sismiques à l'amont du réservoir. L'interaction fluide-structure est simulée grâce à des éléments spécifiques à l'interface entre le barrage et le réservoir. Les vibrations du barrage provoquent des mouvements d'eau normaux à l'interface, et la pression induite s'ajoute comme pression hydrodynamique. La formulation $\Phi - U$, dont les variables s'expriment en terme de déplacements U dans le domaine solide et en terme de potentiels de vitesse Φ dans le réservoir, assume que le fluide est non visqueux, irrotationnel et compressible ou incompressible. Elle présuppose aussi que les déplacements au niveau de l'interface fluide-structure demeurent petits.

Une documentation complète est présente dans la littérature sur le détail de la formulation $\Phi - U$ (Everstine, 1981, Bouaanani et Lu, 2009). Un bref résumé de cette dernière est donné à la suite. En supposant vérifiées les précédentes hypothèses, ϕ dans le réservoir satisfait l'équation ondulatoire suivante :

$$\nabla^2 \Phi = \frac{1}{C_r^2} \frac{\partial^2 \Phi}{\partial t^2} \quad (2.9)$$

où C_r est la vitesse des ondes de compression dans l'eau. L'utilisation de la formulation $\Phi - U$ satisfait notamment les conditions de surface libre, de compatibilité à l'interface barrage-réservoir soumise aux vibrations (Fenves et Chopra, 1984, Bouaanani et Lu, 2009), de non-réflexion des ondes à la face amont du réservoir (Sommerfield, 1949, Zienkiewicz et Newton, 1969, Bouaanani et Lu, 2009, ADINA, 2011) et de dissipation d'énergie à l'interface réservoir-fondation par l'absorption partielle des ondes sismiques normales incidentes (Hall et Chopra, 1982, Fenves et Chopra, 1984, Bouaanani et Lu, 2009). Les deux dernières conditions peuvent être modélisées par des éléments finis placés à la face amont du réservoir ou par des amortisseurs visqueux placés au fond du réservoir.

Eq. (2.9) peut être simplifiée et discrétisée selon le système suivant (Zienkiewicz et Newton, 1969) :

$$\begin{bmatrix} M_{dd} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & -M_{rr} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{U} \\ \ddot{\Phi} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{dd} & C_{rd}^T \\ C_{rd} & C_{rr} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{U} \\ \dot{\Phi} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{dd} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & -K_{rr} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U \\ \Phi \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -M_{dd} \mathbf{1} \ddot{u}_g \\ -C_{rd} \mathbf{1} \dot{u}_g \end{bmatrix} \quad (2.10)$$

où U et Φ sont des vecteurs correspondant, respectivement, aux déplacements relatifs et aux potentiels de fluide nodaux, M_{dd} et K_{dd} sont, respectivement, les matrices de masse structurale et de rigidité, C_{dd} la matrice d'amortissement de la structure du barrage (déterminée au moyen de l'amortissement de Rayleigh équivalent à l'amortissement hystérétique η_d), M_{rr} et K_{rr} , respectivement, les matrices potentielle et d'énergie cinétique du réservoir, C_{rd} la ma-

trice couplant le potentiel de vitesse avec les déplacements sur l'interface barrage-réservoir, C_{rr} la matrice correspondant à l'amortissement dû à la dissipation d'énergie à la base ou à la face amont du réservoir, \ddot{u}_g et \dot{u}_g les accélérations et vitesses au sol exercées et $\mathbf{1}$ un vecteur colonne de même dimension que U , contenant un lorsqu'un degré translationnel de liberté correspond à une direction de l'excitation sismique, et zéro sinon.

La solution de l'équation (2.10) permet d'obtenir la réponse selon le temps du barrage, notamment les accélérations \ddot{u}_p à n'importe quel point P auquel une structure secondaire peut-être fixée. Cette formulation est plus lourde numériquement que la formulation analytique précédente, mais présente l'avantage de pouvoir modéliser une géométrie précise du réservoir et d'être employable pour une analyse de niveau IV, tant que les déplacements résiduels demeurent petits (cependant, en cas de grands déplacements, la rupture de l'ouvrage serait démontrée).

2.2.3 Influence de la composante verticale sismique

Plusieurs formulations ont été développées afin de prendre en compte différentes hypothèses liées à l'interaction fluide-structure. Certaines d'entre elles peuvent avoir une influence prépondérante sur la réponse dynamique du barrage-poids. Aussi, il est essentiel de correctement évaluer l'impact de chaque facteur avant de le simplifier dans une simulation numérique.

La rigidité et la résistance d'un barrage poids étant extrêmement grandes dans la direction perpendiculaire à l'interface barrage-fondation, l'impact de la composante sismique verticale est souvent négligée. Pourtant, certaines études ont démontré que l'amplification de cette dernière au sein de l'ouvrage peut-être du même ordre que celle de la composante horizontale (USACE, 2003).

De plus, l'effet de la composante verticale a déjà été clairement démontré dans le cas de structures typiques du génie civil (Bozorgnia *et al.*, 1998, Christopoulos *et al.*, 2003, 2008, Kim et Elnashai, 2008, Shrestha, 2009). Plus spécifiquement, une formulation analytique proposée par Yan *et al.* (1996) montre que la composante verticale influence la réponse en glissement de blocs quelconques sur une surface inclinée. Aussi, ce mémoire évaluera l'impact de la composante verticale sur le glissement d'un barrage poids suivant l'irrégularité de la fondation.

2.3 Modélisation de la stabilité au glissement d'un barrage-poids

2.3.1 Modélisation des joints de rupture

Une modélisation permettant le comportement non-linéaire d'un ouvrage hydraulique devrait prendre en compte l'ensemble des sources de non-linéarité contribuant significativement à la réponse de ce dernier. Cependant, les moyens techniques permettant la mise en œuvre d'un tel modèle incluant aussi l'interaction fluide-structure et l'ensemble des hypothèses s'y rattachant demeurent très difficilement abordables dans la majorité des cas (USACE, 1999). Aussi, seuls quelques aspects du comportement non-linéaire sont généralement abordés, tel l'ouverture des joints de contraction dans les barrages en arc, les fissurations dues à la traction dans les barrages-poids ou le glissement de blocs de bétons. Cependant, le principal aspect limitant des analyses de niveau IV est le manque de connaissances sur les propriétés non-linéaires des matériaux et des jointures sous un comportement dynamique, spécifiques à chaque site de barrage. Une section, à la suite, illustre cette problématique concernant les caractéristiques mécaniques employés dans le mémoire ci-après.

Les premiers modèles non-linéaires de barrage-poids ont été employés pour prédire les zones fissurées et ainsi, au moyen de critères spécifiques, évaluer la performance sismique de l'ouvrage étudié (USACE, 2003). Ainsi, la fissuration était obtenue en comparant les contraintes normales au sein de la structure avec la résistance à la traction du béton.

Ces modèles ont permis de prédire la localisation la plus probable des fissures : celles-ci débutent généralement soit à la base du barrage, soit vers la crête, au niveau du changement de pente de la face aval du barrage, dans les deux cas le plus souvent d'amont vers aval (Léger et Leclerc, 1996). Notons que ces résultats sont conformes aux observations effectuées sur des ouvrages existants soumis à une sollicitation sismique.

La détermination des contraintes sur ces plans de fissuration (qui correspondent soit à l'interface barrage-fondation, soit aux joints béton-béton en hauteur) permet alors une analyse de stabilité pour évaluer la possibilité de glissement des blocs de béton les uns sur les autres (FERC, 2002, OFEG, 2002). À partir des contraintes obtenues sur la zone de fragilité, une estimation du glissement peut aussi être déterminée en procédant à l'intégration des équations d'équilibres, en considérant le barrage comme un bloc rigide (Chopra et Zhang, 1991).

Ceci permet alors d'introduire les modèles constitutifs de joints, technique reprise au cours

de ce mémoire. Ceux-ci modélisent le barrage-poids étudié comme une série de blocs en béton, au comportement linéaire, superposés les uns au dessus des autres, l'ensemble du système reposant sur la fondation. Les jointures simulées peuvent être, alors, situées seulement à l'interface barrage-fondation ou bien au niveau de chaque joint de reprise (Alliard et Léger, 2008). Les joints sont les zones de comportement non-linéaires et peuvent suivre plusieurs critères de rupture plus ou moins sophistiqués tel le critère de Hoek-Brown (Hoek et Brown, 1997, Ellingwood et Tekie, 2001) ou le modèle empirique de Tassios et Vintzeleou (1987). Toutefois la très large majorité des modèles constitutifs de joint empruntent le critère de Mohr-Coulomb repris par l'ensemble des normes.

2.3.2 Utilisation du critère de Mohr-Coulomb

Les modèles non-linéaires de ce mémoire utilisent le modèle de friction de Mohr-Coulomb. En effet, il s'agit du critère de rupture au glissement le plus communément employé pour les analyses de stabilité des barrages (USBR, 1977, FRCOLD, 2008). Il est notamment nécessaire pour le calcul du *FSG* développé initialement pour les analyses gravitaires.

Modèles antérieurs utilisant Mohr-Coulomb

Quelques modèles non-linéaires antérieurs, utilisant le critère de Mohr-Coulomb, sont présentés à la suite. Ainsi, Basili et Nuit (2011) proposent une méthodologie simplifiée pour estimer le glissement possible d'un barrage poids induit par une sollicitation sismique. Le barrage est modélisé par un système à un degré de liberté élastique et l'interface barrage-fondation est modélisée au moyen du critère de Mohr-Coulomb incluant une cohésion et un angle de friction (respectivement c et ϕ). Aucun soulèvement n'est considéré dans ce modèle. L'interaction fluide-structure est modélisée grâce à la méthode de Westergaard. L'intérêt de cet article repose notamment sur l'étude paramétrique qu'il mène sur c et ϕ .

Arabshahi et Lotfi (2008) proposent un modèle de barrage-poids utilisant la méthode des éléments finis pour étudier la non-linéarité à l'interface barrage-fondation. La résistance au glissement est contrôlée par la loi de Mohr-Coulomb qui comporte ici une résistance de pointe et une résistance résiduelle. La dégradation de la cohésion et de la résistance à la traction, couplés entre eux, est donc ici prise en compte. Cependant cette formulation nécessite l'emploi d'un logiciel externe parallèlement au logiciel d'éléments finis pour les analyses. Les effets du glissement sont aussi étudiés, notamment en contrôlant le critère des contraintes maximales admissibles au sein du barrage. La formulation de Westergaard est employée pour le réservoir.

Enfin, Bolzon (2010), tout en rappelant que le joint barrage-fondation constitue la partie la plus fragile du système, propose un modèle numérique employant la méthode de l'expansion asymptotique pour évaluer la rupture en cisaillement ou en traction. celle-ci constitue, en fait, un approfondissement du modèle de Mohr-Coulomb et démontre que la cohésion peut ne pas être seulement issue du lien chimique entre les deux interfaces.

Valeurs expérimentales à l'interface barrage-fondation

De nombreuses méthodes d'analyses dynamiques non-linéaires, dont la précision est assez variable, ont déjà été développées par le passé. Cependant, une certaine incertitude demeure sur les valeurs des propriétés physiques prises à l'interface barrage-fondation. En effet, relever systématiquement des échantillons afin de déterminer celles-ci, pour chaque ouvrage hydraulique évalué, engendrerait des coûts prohibitifs. De fait, les ingénieurs en structure doivent, le plus souvent, composer avec des données de terrain limitées.

De nombreux relevés in situ, sur des barrages situés sur le socle du bouclier canadien, analysés par des essais triaxiaux, montrent que trois types de conditions à la fondation peuvent être identifiés : excellente, intermédiaire et dégradée - respectivement partiellement et intégralement fissurées pour les deux dernières (Lo et Grass, 1994). Même si le contact demeure le plus souvent intact, les codes assument généralement sa dégradation totale et proposent des valeurs de cohésion et de résistance à la traction nulles (notés respectivement c et f_t), supposément conservatrices (CDA, 1999, FERC, 2000, ICOLD, 2004). Or, le cas le plus courant est celui d'une interface barrage-fondation, au contraire, intacte, où, du fait de la présence d'un joint, il est possible de trouver une cohésion allant jusqu'à 1 MPa et une résistance à la traction de 2 MPa (Lo *et al.*, 1990, Lo *et al.*, 1991, EPRI, 1992, Lo et Grass, 1994). Considérer ces valeurs nulles amène donc à des résultats trop conservateurs, indiquant une instabilité théorique de l'ouvrage qui ne se retrouve pas en pratique. Pire, Lo *et al.* (1991) montrent que des barrages fonctionnels seraient en situation d'instabilité avec c et f_t nulles, avec un chargement statique normal (réservoir plein).

Par ailleurs, plusieurs codes proposent un angle de frottement correspondant à une interface barrage-fondation intacte, $\phi = 55^\circ$ pour le Canada. Encore une fois, cette valeur est incertaine, certains cas de fondations dégradées pouvant aboutir à $\phi = 35^\circ$ (EPRI, 1992, ICOLD, 2004).

Aussi, une étude paramétrique sera réalisée au long de ce mémoire pour connaître l'impact de ces facteurs sur le glissement du barrage au cours d'une sollicitation sismique. Par

ailleurs, il est admis que dans la majorité des cas, l'interface barrage-fondation demeure la plus critique. Cependant, il arrive que, si la résistance de cette dernière est très élevée (i.e. les conditions de construction à la fondation étaient excellentes), l'apparition de fissures se produise au sein du béton de masse du barrage ou dans la fondation (Lo *et al.*, 1991). L'énergie sismique ne se dissiperait plus, alors, par rupture et frottement à l'interface barrage-fondation, mais par rupture dans un joint supérieur béton-béton. Prendre c et f_t nulles à la fondation pourraient donc impliquer des résultats non-conservateurs sur la stabilité des joints en hauteur.

2.3.3 Éléments de contact

Les éléments de contact sont disponibles sur ADINA (2011) afin de modéliser une interface barrage-fondation non-linéaire. Toutefois ils ne prennent pas en compte la cohésion ni la résistance à la traction. Ceux-ci autorisent tant le glissement que le soulèvement, définissant alors les deux conditions de contact présentées à la suite.

En notant \dot{u} la vitesse de glissement relative du barrage et τ et σ les contraintes, respectivement, de cisaillement et normales, on introduit ζ_r égal à :

$$\zeta_r = \frac{\tau}{\sigma \tan(\phi)} \quad (2.11)$$

Les conditions théoriques de glissement (critère de rupture de Mohr-Coulomb) se définissent suivant les deux situations possibles suivantes : (i) $|\zeta_r| < 1$ implique $\dot{u} = 0$ (les interfaces restent collées) et (ii) $|\zeta_r| \geq 1$ autorise le glissement, $\dot{u} \geq 0$.

Les éléments de contact employés suivent une formulation numérique se rapprochant au mieux de ce critère. En notant \dot{u}_{sl} la vitesse à l'interface maximale relative du barrage tant que $|\zeta_r| < 1$, et ε_{sl} un facteur choisi par l'utilisateur, les conditions de glissement s'expriment par, si $|\zeta_r| < 1$ (ADINA, 2011) :

$$\zeta_r = \frac{\dot{u}_{sl}}{\varepsilon_{sl}} \quad (2.12)$$

Et, si $|\zeta_r| = 1$:

$$1 = \frac{\dot{u}_{sl}}{\varepsilon_{sl}} \quad (2.13)$$

Dès lors, plus ε_{sl} est petit, plus \dot{u}_{sl} se rapproche de 0 dans l'Eq.(2.12). Aussi, une très faible valeur de ε_s va induire une vitesse de glissement quasiment nulle tant que $|\zeta_r| < 1$, le critère de Mohr-Coulomb est quasiment respecté. Néanmoins, une trop petite valeur de ε_{sl} induirait des difficultés de convergence. Aussi, ce dernier facteur doit être choisi avec pertinence.

En notant δ l'écart entre les deux interfaces de contact, les conditions de soulèvement peuvent s'exprimer de manière théorique par (avec σ négatif en compression) deux équations,

(i) si $\sigma < 0$ alors :

$$\delta = 0; \quad (2.14)$$

(ii) si $\sigma = 0$ alors :

$$\delta \geq 0; \quad (2.15)$$

En notant ε_n un facteur défini par l'utilisateur, pour éviter des difficultés de convergence lors de la transition entre les états (i) et (ii), et pour introduire numériquement les conditions théoriques de soulèvement définies précédemment, l'équation suivante, contraignant δ et σ , est employée (ADINA (2011)) :

$$w(\delta, \sigma) = \frac{\delta - \sigma}{2} - \sqrt{\left(\frac{\delta + \sigma}{2}\right)^2 + \varepsilon_n} \quad (2.16)$$

Pour pouvoir implémenter dans ADINA ces conditions, le barrage-poids est considéré comme le bloc contacteur qui peut glisser et basculer au-dessus du bloc cible défini par la fondation, constituée par le roc durant la sollicitation sismique. Ainsi, les interfaces contactrice et cible sont définies sur, respectivement, les faces du barrage et de la fondation pour modéliser les conditions de contact. Cette définition permet alors de dédoubler les nœuds de l'interface barrage-fondation sur chacune des faces de contact. Trois comportements peuvent alors se produire durant le tremblement de terre : (i) le barrage et la fondation sont collés, (ii) un écart s'ouvre sur l'interface barrage-fondation et (iii) l'écart à l'interface barrage-fondation est fermé. Dans ce dernier cas, la face contactrice glisse au-dessus de la face cible.

2.4 Étude d'un système secondaire au sein d'un barrage-poids : méthode des spectres de plancher

Nous avons vu précédemment que, si le glissement aux jointures est le mode de rupture structural le plus probable d'un barrage-poids, un autre type de défaillance pouvait survenir au sein de ce dernier : les équipements en hauteur supportés par l'ouvrage sont généralement très touchés par les sollicitations sismiques. Aussi, l'évaluation de leur sécurité, fortement influencée par l'amplification des accélérations au sein de la structure, demeure cruciale.

Pour se faire, on emploie la méthode des spectres de plancher qui définit la réponse maximale d'équipements ou de systèmes secondaires légers au regard du poids de la structure qui

les supporte. Ceux-ci peuvent se trouver à n'importe quel point de celle-ci. Les spectres ainsi obtenus peuvent aussi être employés pour le cas d'une structure secondaire (un bâtiment, un pont, ...) intégralement supportée par une structure primaire si l'influence mécanique de la première sur la seconde est négligeable. De fait, les spectres de plancher ont fait l'objet de recherches approfondies, notamment dans le contexte de l'industrie du nucléaire et des bâtiments multi-étagés (Singh, 1975, Singh, 1980, Singh, 1985, Asfura et Kiureghian, 1986, Chen et Soong, 1988).

Aussi, les spectres de plancher sont parfaitement adaptés pour évaluer la réponse dynamique tant d'équipements critiques situés sur un barrage poids, tels les tuyaux, les générateurs ou autres installations électro-mécaniques que de structures secondaires pouvant se trouver à la crête (où le signal sismique est significativement amplifié), comme des ponts, des bâtiments de contrôle, des vannes ou des équipements de levage. Ces derniers sont alors simplifiés comme étant des systèmes à un degré de liberté (seule l'amplification interne due à leur premier mode est considérée).

Considérant un barrage-poids (la structure primaire) sujet à une accélération au sol horizontale, \ddot{u}_g , le spectre de plancher à un point donné P de l'ouvrage donne la variation de l'accélération maximale \ddot{u}_s des systèmes à un degré de liberté (attachés au point P) en fonction de leur fréquence propre f_s . Comme remarqué précédemment, ces systèmes à un degré de liberté peuvent représenter une structure (ou un équipement) secondaire attachée au barrage, au point P, définie par une masse m_s , une résistance k_s et un amortissement visqueux c_s . On suppose alors que la masse de cette dernière est négligeable au regard de celle du barrage afin qu'elle n'affecte pas la réponse dynamique de celui-ci. En notant \ddot{u}_P l'accélération au point P du barrage, relative à la base, l'équation du mouvement du système à un degré de liberté peut être écrite alors comme (USACE, 1992) :

$$m_s \ddot{u}_s + c_s \dot{u}_s + k_s u_s = -m_s (\ddot{u}_P + \ddot{u}_g) \quad (2.17)$$

où u_s représente le déplacement relatif du système à un degré de liberté. Le spectre de plancher au point P du barrage se définit par la suite comme étant le maximum de $|\ddot{u}_s + \ddot{u}_g|$, la réponse en accélération absolue du système secondaire ayant pour fréquence propre $f_s = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_s}{m_s}}$. Le coefficient d'amortissement c_s correspond, d'autre part, au ratio d'amortissement $\xi_s = \frac{c_s}{4\pi f_s}$. Résoudre l'Eq. (2.17) demande de connaître l'accélération relative \ddot{u}_P au point P. Ceci peut être fait au moyen d'analyses de niveau III ou IV utilisant les formulations couplant barrage et réservoir (voir sections précédentes).

Ayant démontré que l'évaluation précise de la charge hydrodynamique est essentielle dans le calcul de l'amplification de \ddot{u}_s au sein du barrage, et ayant introduit un outil permettant d'évaluer la réponse sismique de systèmes secondaires attachés à un barrage poids, ce mémoire étudiera par la suite la sensibilité de cette dernière aux hypothèses portant sur l'interaction fluide-structure. Par ailleurs, bénéficiant de modèles non-linéaires de barrages poids grâce à la première étude sur le glissement, plusieurs spectres de plancher seront déterminés au moyen d'une analyse de niveau IV afin d'estimer l'impact de la fissuration à la fondation sur ceux-ci. Cette approche, couplant la méthode des spectres de plancher avec un comportement non-linéaire de la structure primaire, reste encore très rare. Politopoulos (2010) en propose une approche détaillée pour un bâtiment multi-étagé. Sa conclusion fut que les non-linéarités de la structure primaire ont, généralement, un effet bénéfique sur les spectres de plancher, mais qu'une attention particulière doit être portée sur les seconds modes qui sont amplifiés par la plastification du bâtiment.

CHAPITRE 3

EFFETS DES IRRÉGULARITÉS À L'INTERFACE ENTRE LE BARRAGE ET LA FONDATION SUR LA RÉPONSE SISMIQUE D'UN BARRAGE-POIDS

3.1 Rappel des principaux objectifs

L'objectif de ce chapitre est de prendre en compte, et de manière simplifiée, le comportement non-linéaire à l'interface barrage-fondation lors d'un séisme. Pour cela, des éléments finis ont été spécialement développés pour modéliser la friction, la cohésion et la résistance à la traction à cette interface. Ces éléments s'appuient sur une méthodologie développée pour être applicable par l'ingénieur en structure au moyen de logiciels commerciaux d'éléments finis couramment utilisés. Par ailleurs, après validation, la méthodologie proposée a été mise en application pour étudier la stabilité sismique d'un barrage-poids existant au Québec, soumis aux composantes horizontale et verticale de plusieurs tremblements de terre. Cet exemple permet d'étudier l'influence et la simplification possible des caractéristiques de l'interface barrage-fondation pour l'évaluation de la stabilité au glissement. Tel que vu au Chapitre 2, le glissement constitue un des modes de rupture structurale les plus probables lors d'un séisme. Il s'agit, alors, de discuter les effets de plusieurs hypothèses de modélisation (propriétés physiques et géométriques de la fondation, composante verticale sismique) dans le but de formuler des recommandations pour l'évaluation sismique d'un barrage-poids.

3.2 Méthodologie

3.2.1 Approche générale

Un modèle bidimensionnel d'un barrage-poids est étudié au moyen du logiciel d'éléments finis ADINA (2011). Le modèle est composé de matériaux linéaires élastiques, alors que les non-linéarités sont localisées à l'interface barrage-fondation. Ces non-linéarités sont introduites en utilisant des éléments finis de contact modélisant la friction (ADINA (2011)) couplés à des éléments finis spécialement conçus pour tenir compte de la cohésion et de la résistance à la traction. À l'interface barrage-fondation, le modèle de friction de Mohr-Coulomb est employé car il est le critère de rupture le plus communément utilisé pour les analyses de stabilité des barrages. Les résultats de ces analyses non-linéaires permettent alors de caractériser les critères de performance du Facteur de Sécurité au Glissement (le FSG, calculé au

moyen d'un algorithme spécifique) et du déplacement résiduel au regard des paramètres de modélisation suivants :

- la géométrie de l'interface barrage-fondation ;
- la considération de la composante sismique verticale ;
- l'effet des paramètres physiques caractérisant la résistance de l'interface barrage-fondation (cohésion, résistance à la traction, angle de friction).

La figure 3.1 montre un barrage-poids typique résumant les différents paramètres à prendre en compte pour la modélisation par éléments finis. Elle rappelle notamment la problématique de la simplification de la géométrie de la fondation qui sera développée par la suite.

L'eau est supposée incompressible et les charges hydrodynamiques sont modélisées par la formulation de Westergaard présentée au Chapitre 2. Les sous-pressions, dont le rôle est essentiel pour la stabilité du barrage poids, sont considérées constantes durant le séisme, tel que permis par certaines normes (ANCOLD, 1998, FERC, 2002, CDA, 2006).

3.2.2 Modélisation de l'interface barrage-fondation

L'interface barrage-fondation constitue la zone de non-linéarité du modèle considéré respectant le critère de rupture de Mohr-Coulomb. De fait, le barrage-poids est considéré comme le bloc contacteur ('contactor' en anglais) pouvant glisser et se soulever au-dessus du bloc cible ('target' en anglais), la fondation, durant l'excitation sismique. Ces deux derniers comportements non-linéaires doivent alors pouvoir être modélisés à l'interface. Deux séries de nœuds sont créées à l'interface barrage-fondation pour satisfaire les conditions numériques nécessaires à la modélisation de celle-ci. Ainsi, l'ensemble des n nœuds initiaux N_i , où $0 \leq i \leq n$, appartenant à l'interface, sont découplés en deux séries de nœuds distincts : une première série de nœuds $N_i^{(D)}$ côté barrage (interface contactrice), et une seconde série de nœuds $N_i^{(F)}$ côté fondation (interface cible), comme montré sur la figure 3.2. Trois comportements peuvent alors apparaître durant le séisme : (i) le barrage et la fondation sont collés, (ii) une ouverture se produit à l'interface barrage-fondation et (iii) l'ouverture est fermée et les deux blocs glissent l'un sur l'autre.

Critère de rupture au glissement

Cette section focalise sur le glissement pouvant survenir à l'interface barrage-fondation. Un premier critère de rupture de Mohr-Coulomb peut être édicté de la manière suivante :

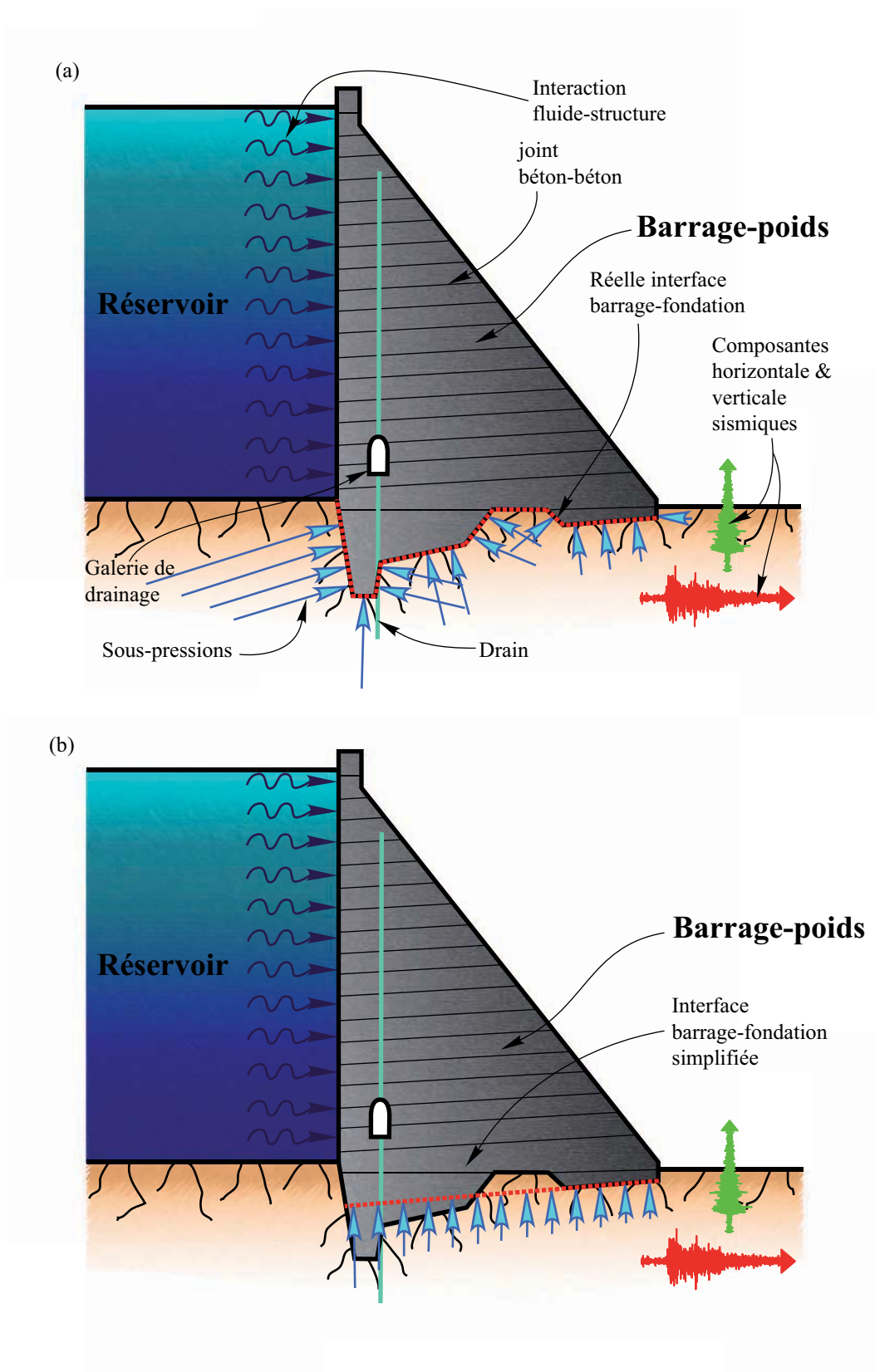


Figure 3.1 Barrage-poids soumis à un tremblement de terre avec : (a) l'interface barrage-fondation réelle et (b) l'interface barrage-fondation simplifiée.

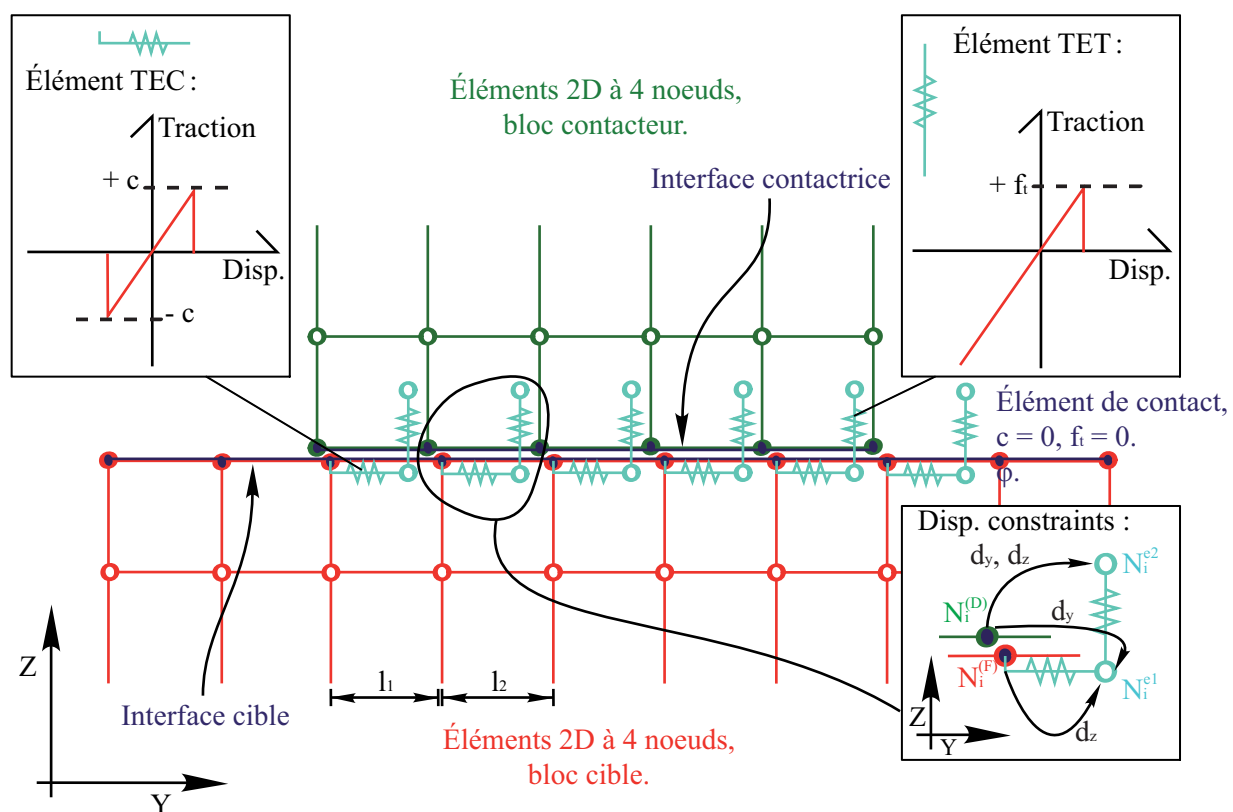


Figure 3.2 Caractéristiques des éléments non-linéaires modélisant l'interface barrage-fondation à la base de l'ouvrage hydraulique.

aucun glissement ne peut survenir à l'interface tant que

$$|\tau| < |\sigma \tan(\phi)| \quad (3.1)$$

où ϕ est l'angle de friction, σ la contrainte normale et τ la contrainte de cisaillement. Cette condition est modélisée par les éléments de contact programmés dans le logiciel ADINA (2011), voir Chapitre 2 pour détail. Aussi, un glissement (qu'on notera de type I) ne peut survenir que si

$$|\tau| \geq |\sigma \tan(\phi)| \quad (3.2)$$

Ce critère ne tient pas compte de la résistance due à la cohésion. Il est alors modifié en proposant le second critère de rupture suivant : aucun glissement de type II ne peut survenir à l'interface barrage-fondation tant que

$$|\tau| < |\sigma \tan(\phi)| + c \quad (3.3)$$

où c est la cohésion. Cette condition est modélisée par les éléments de contact programmés dans ADINA auxquels ont été ajoutés des éléments de cohésion, spécialement conçus dans le cadre de ce mémoire, nommés éléments TEC (pour "Truss Element of Cohesion"). Ceux-ci sont des éléments treillis constitués de deux nœuds $N_i^{(F)}$ et N_i^{el} , ce dernier étant positionné de sorte à ce que l'élément treillis demeure parallèle à l'interface de contact lors de l'excitation sismique. Le choix d'utiliser des éléments treillis non-linéaires au lieu d'élément ressort permet de généraliser l'application de la procédure à une grande part des logiciels commerciaux couramment utilisés par l'ingénieur en structure. En outre, les éléments treillis permettent une implémentation adaptée dans un modèle existant comme présenté à la suite. Les éléments TEC sont composés de matériaux bilinéaires permettant leur disparition une fois leur résistance maximale atteinte. Un glissement de type II ne peut survenir à un instant t_1 que si, durant le séisme :

$$|\tau| \geq |\sigma \tan(\phi)| + c \quad (3.4)$$

Alors, pour tout $t > t_1$, la condition au glissement est de nouveau définie par les Eqs. (3.1) et (3.2) : l'élément TEC doit disparaître. Ce modèle considère donc la dégradation de la surface où s'applique la cohésion au cours du temps.

Afin de parvenir à la condition de glissement définie précédemment, les éléments TEC implémentés doivent respecter un minimum de conditions. Notons $\Delta_i^{(TEC)}$ le déplacement du nœud $N_i^{(D)}$ par rapport à $N_i^{(F)}$. Supposons que la résistance au glissement des éléments de contact programmés dans ADINA soit excédée au niveau du nœud $N_i^{(D)}$ (cas de Eq. (3.1)),

alors un glissement de type I va s'initier, provoquant un déplacement $\Delta_i^{(\text{TEC})}$ du nœud $N_i^{(\text{D})}$. On contraint alors N_i^{e1} suivant la direction parallèle à l'interface de contact par rapport à $N_i^{(\text{D})}$ de sorte à ce qu'il se déplace aussi de $\Delta_i^{(\text{TEC})}$. N_i^{e1} est toutefois contraint par $N_i^{(\text{F})}$ pour le déplacement perpendiculaire à l'interface, afin qu'il ne reprenne que des efforts de cisaillement. L'effort $F_i^{(\text{TEC})}$ repris par le $i^{\text{ème}}$ élément TEC est alors égal à

$$F_i^{(\text{TEC})} = \frac{E_i^{(\text{TEC})} A_i^{(\text{TEC})}}{L_i^{(\text{TEC})}} \Delta_i^{(\text{TEC})} \quad (3.5)$$

où $E_i^{(\text{TEC})}$ est le module de Young de l'élément TEC, $A_i^{(\text{TEC})}$ sa section et $L_i^{(\text{TEC})}$ sa longueur. Nous pouvons aussi écrire

$$\frac{2F_i^{(\text{TEC})}}{l_1 + l_2} = |\tau| - |\sigma \tan(\phi)| \quad (3.6)$$

où $(l_1 + l_2)/2$ est la longueur tributaire du nœud $N_i^{(\text{D})}$ (voir figure 3.2). Notons $\Delta_{i,\text{max}}^{(\text{TEC})}$ la déformation maximale admissible par le $i^{\text{ème}}$ élément TEC. En combinant les équations (3.5) et (3.6), la relation suivante peut être obtenue

$$\frac{2\Delta_{i,\text{max}}^{(\text{TEC})} E_i^{(\text{TEC})} A_i^{(\text{TEC})}}{L_i^{(\text{TEC})}(l_1 + l_2)} = c \quad (3.7)$$

Une fois qu'une déformation de $\Delta_i^{(\text{TEC})}$ se produit dans le $i^{\text{ème}}$ élément TEC, celui-ci disparaît et un glissement de type II peut se produire : les conditions définies par les Eqs. (3.3) et (3.4) sont bien respectées. $E_i^{(\text{TEC})}$ est choisi de sorte à ce que la résistance des éléments de contact soit atteinte avant qu'un déplacement ne soit engendré au sein du $i^{\text{ème}}$ élément TEC (c'est à dire inférieur au module d'élasticité de l'ouvrage). Il doit être choisi aussi de sorte à ce que le glissement de type I soit d'un ordre de grandeur très inférieur à celui de type II, tant que l'élément TEC n'a pas disparu.

Critère de rupture au soulèvement

Cette section se concentre sur le soulèvement pouvant survenir à l'interface barrage-fondation. Un premier critère de rupture peut être édicté de la manière suivante : Aucun soulèvement ne peut survenir à l'interface tant que

$$\sigma < 0 \quad (3.8)$$

Cette condition est modélisée par les éléments de contact programmés dans ADINA présentés dans le Chapitre 2. Aussi, un soulèvement (qu'on notera de type I) ne peut survenir que si

$$\sigma = 0 \quad (3.9)$$

Ce critère ne tient pas compte de la résistance à la traction. Il est alors adapté en proposant le second critère de rupture suivant : Aucun soulèvement (qu'on notera de type II) ne peut survenir à l'interface tant que

$$\sigma \leq f_t \quad (3.10)$$

où f_t est la résistance à la traction. Cette condition est modélisée par les éléments de contact programmés dans ADINA auxquels ont été ajoutés des éléments de résistance à la traction nommés éléments TET (pour "Truss Element of Traction"). Ceux-ci sont des éléments treillis constitués de deux nœuds N_i^{e1} et N_i^{e2} , ce dernier étant positionné de sorte à ce que le treillis soit perpendiculaire à l'interface de contact. L'emploi d'éléments treillis permet de généraliser l'application de ces éléments TET à une grande part des logiciels commerciaux employant les éléments finis, contrairement aux éléments "ressorts" ("spring" en anglais) plus spécifiques à ADINA (2011). En outre, les éléments treillis permettent une implémentation adaptée dans un modèle comme présenté à la suite. Les éléments TET sont composés de matériaux bilinéaires permettant leur disparition une fois leur résistance maximale atteinte. Un soulèvement de type II ne peut survenir seulement si à un instant t_1 :

$$\sigma \geq f_t \quad (3.11)$$

Alors, pour tout $t > t_1$, la condition au soulèvement est de nouveau défini par les Eqs. 3.8 et 3.9 : l'élément de résistance à la traction doit disparaître. Aussi, ce modèle considère la dégradation de la résistance à la traction au cours du temps.

Afin de parvenir à la condition de soulèvement définie précédemment, les éléments TET implémentés doivent respecter un minimum de conditions. Notons, alors, le déplacement de $N_i^{(D)}$ par rapport à $N_i^{(F)}$, perpendiculaire à l'interface de contact, $\Delta_i^{(TET)}$.

Supposons que la résistance au soulèvement des éléments de contact programmés dans ADINA soit excédée au niveau du nœuds $N_i^{(D)}$ (cas de Eqs 3.8), alors un soulèvement de type I va s'initier, provoquant un déplacement $\Delta_i^{(TET)}$ du nœud $N_i^{(D)}$. On contraint alors N_i^{e2} suivant toutes les directions par rapport à $N_i^{(D)}$ de sorte à ce qu'il se déplace aussi de $\Delta_i^{(TET)}$. Le $i^{\text{ème}}$ élément TET est toutefois toujours perpendiculaire à l'interface car les déplacements

parallèles à celle-ci de N_i^{e1} et N_i^{e2} sont identiques (de part le jeu des contraintes). Le $i^{\text{ème}}$ élément TET ne reprend donc que les efforts de traction. L'effort $F_i^{(\text{TET})}$ repris par le $i^{\text{ème}}$ élément TET est alors égal à, où $E_i^{(\text{TET})}$ est son module de Young, $A_i^{(\text{TET})}$ sa section et $L_i^{(\text{TET})}$ sa longueur, si $\sigma > 0$ (traction) :

$$F_i^{(\text{TET})} = \frac{E_i^{(\text{TET})} A_i^{(\text{TET})}}{L_i^{(\text{TET})}} \Delta_i^{(\text{TET})}; \quad \frac{2F_i^{(\text{TET})}}{l_1 + l_2} = \sigma \quad (3.12)$$

Sinon :

$$F_i^{(\text{TET})} = 0 \quad (3.13)$$

Notant $\Delta_{i,\max}^{(\text{TET})}$ la déformation maximale admissible du $i^{\text{ème}}$ élément TET, utilisant l'Eq.(3.12) la relation suivante est retenue :

$$\frac{2\Delta_{i,\max}^{(\text{TET})} E_i^{(\text{TET})} A_i^{(\text{TET})}}{L_i^{(\text{TET})}(l_1 + l_2)} = f_t \quad (3.14)$$

Une fois qu'une déformation de $\Delta_i^{(\text{TET})}$ se produit dans le $i^{\text{ème}}$ élément TET, celui-ci disparaît et un soulèvement de type II peut se produire : les conditions définies par les Eqs. 3.10 et 3.11 sont bien respectées. $E_i^{(\text{TET})}$ est choisi de sorte à ce que la résistance des éléments de contact soit atteinte avant qu'un déplacement ne soit engendré au sein du $i^{\text{ème}}$ élément TET (c'est à dire inférieur au module d'élasticité de l'ouvrage). Il doit être choisi aussi de sorte à ce que le soulèvement de type I soit d'un ordre de grandeur très inférieur à celui de type II, tant que l'élément TET n'a pas disparu.

Implémentation des éléments de cohésion et de résistance à la traction

Comme remarqué précédemment, il est essentiel que $E_i^{(\text{TEC})}$ et $E_i^{(\text{TET})}$ soient assez élevés pour que les déplacements élastiques des éléments TEC et TET restent minimaux au regard de ceux générés après une rupture. Dans le cas de ce mémoire, on considère $\Delta_{i,\max}^{(\text{TEC})} = 0.2 \text{ mm}$ pour l'ensemble des éléments TEC et $\Delta_{i,\max}^{(\text{TET})} = 0.05 \text{ mm}$ pour l'ensemble des éléments TET. Ceci impose donc que le module de Young soit unique pour l'ensemble des éléments TEC (de même qu'une autre module de Young est unique pour l'ensemble des éléments TET). Par ailleurs, par esprit de simplicité, $L^{(\text{TEC})}$ est unique pour l'ensemble des éléments TEC (de même que $L^{(\text{TET})}$ est unique pour l'ensemble des éléments TET). L'emploi d'éléments treillis permet donc de généraliser le contrôle de $E^{(\text{TEC})}$, $E^{(\text{TET})}$, $\Delta_{\max}^{(\text{TEC})}$ et $\Delta_{\max}^{(\text{TET})}$ sur l'ensemble des éléments TEC et TET, dont les valeurs sont essentielles pour le bon fonctionnement du modèle proposé (voir précédemment).

Notons par ailleurs que le développement des éléments TEC avec l'emploi de $\Delta_{\max}^{(\text{TEC})}$ sous-entend que la cohésion ainsi modélisée correspond à l'état de résistance de pointe de l'interface barrage-fondation. En effet, en géotechnique, nombreux matériaux présentent une résistance de pointe et une résistance résiduelle à l'effort tranchant (ICOLD, 2004). Ainsi, si on déforme progressivement en cisaillement ces matériaux, la résistance de ceux-ci va progressivement augmenter jusqu'à un pic, la résistance de pointe, pour ensuite, passé une certaine longueur de déformation, brutalement chuter et se stabiliser autour d'une valeur plateau : la résistance résiduelle. La cohésion employée ici correspond donc à l'écart entre la résistance de pointe et la résistance résiduelle de l'interface barrage-fondation. Les normes varient quant aux recommandations concernant l'emploi de résistance de point ou résiduelle. Ainsi, au Canada, la première est souvent employée en considérant une valeur requise de FSG plus élevée. Par ailleurs, la littérature recommande d'employer une déformation de maximum 20 mm dans le cas d'un séisme pour passer de la résistance de pointe à la résistance résiduelle (Thiel, 2001). Considérer $\Delta_{i,\max}^{(\text{TEC})} = 0.2 \text{ mm}$ est donc conservateur.

Cependant, la distance inter-nodale est souvent variable sur le modèle à l'interface barrage-fondation. Pour chaque nœud $N_i^{(D)}$ de l'interface, les $i^{\text{ème}}$ éléments TEC et TET sont adaptés au moyen de leur section, respectivement $A_i^{(\text{TEC})}$ et $A_i^{(\text{TET})}$ (aisément paramétrables sur ADINA), données par les Eq.(3.15) et (3.16) où V_i est la surface tributaire du nœud $N_i^{(D)}$

$$A_i^{(\text{TEC})} = \frac{L^{(\text{TEC})} c V_i}{\Delta_{\max}^{(\text{TEC})} E^{(\text{TEC})}} \quad (3.15)$$

$$A_i^{(\text{TET})} = \frac{L^{(\text{TET})} f_t V_i}{\Delta_{\max}^{(\text{TET})} E^{(\text{TEC})}} \quad (3.16)$$

Un net désavantage caractérise ce modèle d'éléments : il n'y pas de couplage entre la rupture des éléments TEC et celle des éléments TET. Toutefois, par la suite, il sera vu que la rupture en traction survient toujours avant celle en cisaillement, et que le basculement du barrage, induit par cette dernière, suffit à provoquer la disparition des éléments TEC. En effet, dans le modèle proposé, ce sont les déplacements qui contrôlent la dégradation de la cohésion. Ceci est source d'imprécision si on considère la cohésion comme un lien chimique, une "colle", entre la fondation et le barrage. Toutefois, si on estime que la cohésion provient des aspérités de l'interface (cohésion apparente), et non du lien chimique, il devient plus intéressant de contrôler la rupture des éléments TEC à partir d'une déformation critique. Celle-ci correspondrait à la déformation requise pour passer de la résistance de pointe à la résistance résiduelle comme évoqué précédemment (Thiel, 2001). Il est aussi possible d'envisager qu'une grande déformation au niveau de l'interface barrage-fondation provoque une diminution de

la compacité des matériaux dégradés s'y trouvant, donc une diminution de leur résistance.

Par ailleurs, cela reste une procédure très simple à implémenter dans un logiciel commercial disposant d'éléments de contact et de treillis pour modéliser la cohésion et la résistance à la traction. L'utilisation de treillis adéquatement contraints "death upon rupture" permet notamment de tenir compte de la dégradation du joint durant un séisme. Mieux, la mania-bilité et l'adaptabilité de ce modèle d'éléments aux nœuds et à la géométrie de l'interface permet notamment de prendre en compte, de manière très visuelle, l'état d'avancement de la dégradation du joint. Une validation des éléments TEC et TET est proposée en Annexe B au moyen d'un modèle simplifié.

3.2.3 Considérations numériques sur le chargement

Considérant la constante gravitationnelle g , une masse volumique de l'eau ρ_r , une efficacité de drainage E_{ff} et une hauteur de réservoir W_L , les sous-pressions $U_p(L_p)$ sont déterminées à la position étudiée (y_p, z_p) au moyen des équations suivantes, où, sur l'interface barrage-fondation dont la longueur totale est L_{tot} , L_p est la longueur entre la face amont du barrage et le point de coordonnée (y_p, z_p) et L_d la longueur entre la face amont du barrage et le drain (voir figure 3.3) :

Si $L_p < L_d$:

$$U_p(L_p) = \frac{(W_L - z_p)\rho_r g(L_{tot} - L_p)(L_d - L_p E_{ff})}{L_{tot} L_d} \quad (3.17)$$

Sinon :

$$U_p(L_p) = \frac{(W_L - z_p)\rho_r g(L_{tot} - L_p)(1 - E_{ff})}{L_{tot}} \quad (3.18)$$

Les sous-pressions sont alors discrétisées pour être implémentées sous ADINA comme étant des forces nodales.

La pression hydrodynamique due à l'accélération sismique horizontale est modélisée par les masses ajoutées de la formulation de Westergaard. $P_h(z)$, désignant la somme de la pression hydrostatique et de la pression hydrodynamique provoquée par l'accélération sismique verticale $a_v(t)$, est calculée, à l'interface fluide-structure, à une hauteur z_p , grâce à l'équation suivante :

$$P_h(z_p, t) = (W_L - z_p)(g - a_v(t))\rho_r \quad (3.19)$$

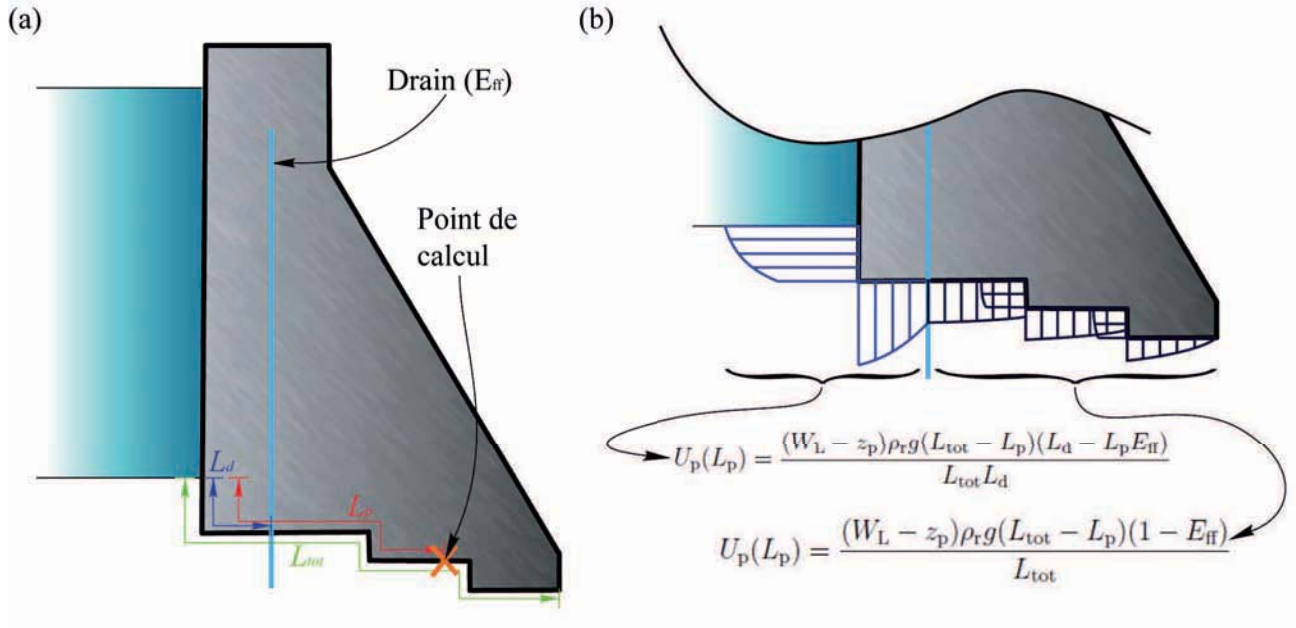


Figure 3.3 Calcul des sous-pressions : (a) données géométriques employées ; (b) formules employées suivant la position L_p sur l'interface barrage-fondation.

3.2.4 Traitement post-processeur des analyses non-linéaires

Les trois indicateurs principaux étudiés à la suite sont le déplacement résiduel, $d_r(t)$, à la base de la face amont du barrage, le Facteur de Sécurité au Glissement, $FSG(t)$, aussi utilisé pour des analyses gravitaires et dynamiques linéaires (voir dans le Chapitre 2) et la longueur de fissuration (ici normale, voir à la suite) sur l'interface barrage-fondation, $l_f(t)$ (continue à partir de la face amont du barrage). Pour plus de brièveté dans les notations, $d_{tIRREG}(t)$, $d_{tREG1}(t)$ et $d_{tREG2}(t)$, $FSG_{IRREG}(t)$, $FSG_{REG1}(t)$ et $FSG_{REG2}(t)$ et $l_{fIRREG}(t)$, $l_{fREG1}(t)$ et $l_{fREG2}(t)$ correspondent respectivement aux critères $d_r(t)$, $FSG(t)$ et $l_f(t)$ du B27_{IRREG}, B27_{REG1} et B27_{REG2} (définis à la suite). d_{rf} correspond à la valeur finale (à la fin du séisme) de $d_r(t)$. $FSG(t)$ est obtenu grâce à l'application du critère de Mohr-Coulomb (voir le Chapitre 2). Il est réinterprété au long de cette étude de la manière suivante, pour le cas des B27_{IRREG} et B27_{REG2} :

$$FSG(t) = \frac{(W - U - E_{QV}(t)) \tan(\phi) + cA_c(t) + f_t A_{f_t}(t)}{E_{QH}(t) + H_d(t) + H_s} \quad (3.20)$$

où W dénote le poids du barrage, U la résultante des sous-pressions, H_s la résultante des pressions hydrostatiques, H_d la résultante des pressions hydrodynamiques et E_{QH} et E_{QV} ,

respectivement, les forces d'inerties horizontales et verticales induites par le séisme dans le barrage. $A_c(t)$ et $A_{f_t}(t)$ sont les aires où, respectivement, la cohésion et la résistance à la traction s'exercent toujours à l'instant t contre le mouvement de glissement. La méthodologie pour déterminer ces deux facteurs est présentée en figure 3.4. Pour calculer le $FSG_{\text{REG1}}(t)$, un changement de repère est nécessaire pour considérer les résultantes perpendiculaires et parallèles à la direction principale de glissement. Il est nécessaire de se rappeler que tant que $FSG(t) > 1$, aucun glissement n'est censé survenir.

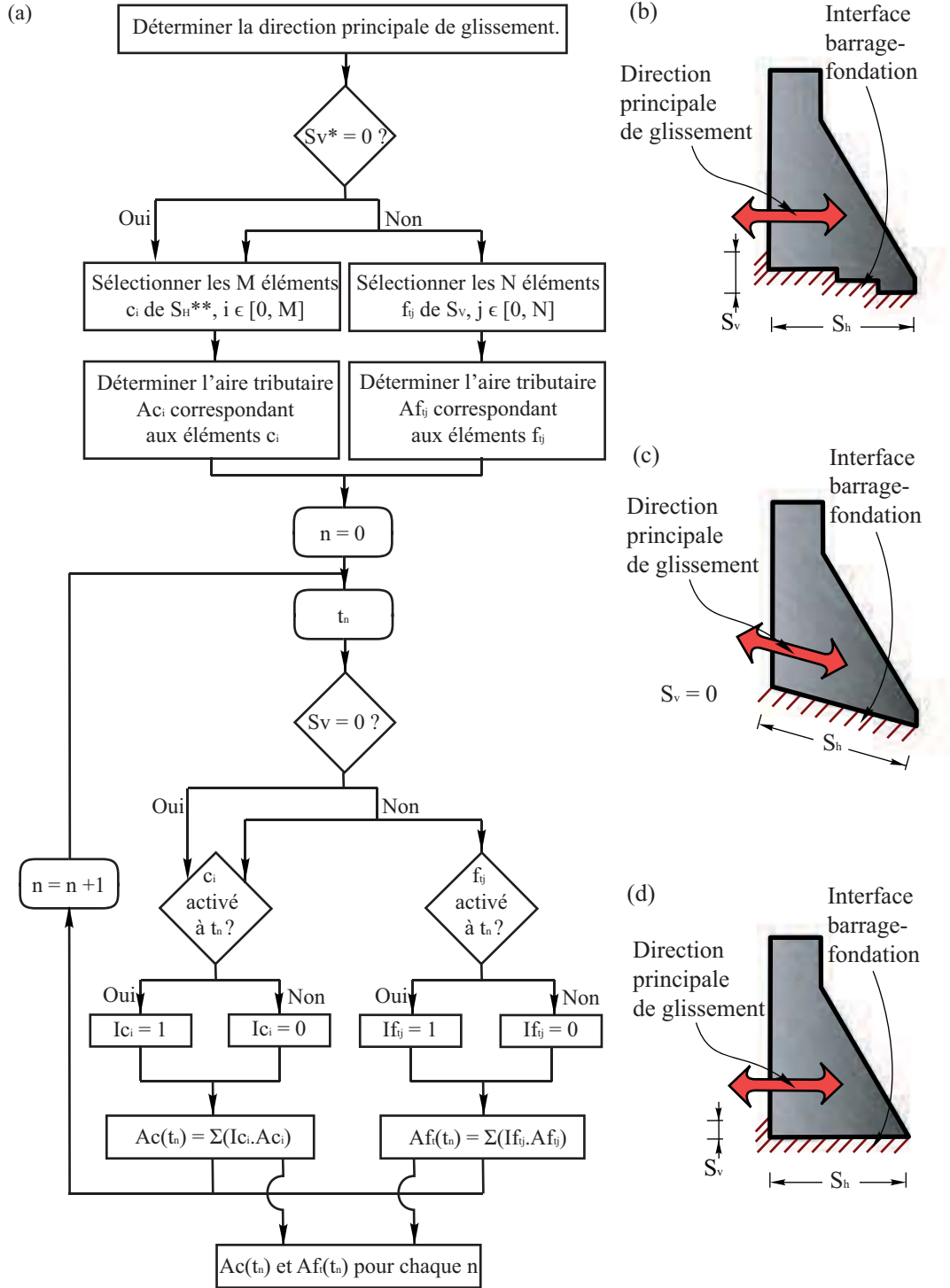
3.3 Propriétés géométriques, mécaniques et chargements.

La méthodologie décrite ci-dessus est appliquée par la suite à un barrage-poids réel d'une hauteur de 27.4 m. Trois versions, montrées sur la figure 3.5, différenciées par la géométrie de l'interface barrage-fondation, sont considérées pour évaluer l'effet de cette dernière. Par brièveté de notation, le barrage ayant l'interface barrage-fondation avec la configuration géométrique réelle est noté B27_{IRREG}, et les deux autres barrages ayant une interface barrage-fondation simplifiée, dans un cas comme un plan incliné de 15.2°, dans l'autre, comme un plan horizontal, sont désignés, respectivement, par B27_{REG1} et B27_{REG2}. Respectant les propriétés mécaniques explicitées à la suite, les fréquences fondamentales du B27_{IRREG}, B27_{REG1} et B27_{REG2} sans réservoir sont, alors, respectivement, 12.34 Hz, 12.41 Hz et 12.37 Hz. Notons que la hauteur d'eau du réservoir est de 20.21 m.

Certaines valeurs des propriétés mécaniques de l'ouvrage proviennent de relevés in situ :

- la densité du béton, $\rho_s = 2295 \text{ kg/m}^3$;
- le module d'élasticité statique, $E = 17.1 \text{ GPa}$;
- la résistance du béton de masse à la compression, statique, $f'_c = 30.1 \text{ MPa}$;
- le coefficient de poisson du béton, $\nu_s = 0.164$.

Le module d'élasticité dynamique du béton est alors déduit par $E_s = 1.25E$, ce qui donne une valeur $E_s = 21.375 \text{ GPa}$ (USRB, 1987, NRC, 1990). Les armatures en acier présentes autour de la galerie de drainage sont aussi prises en compte dans le module de Young. Le module d'élasticité dynamique du béton est donc égal, dans cette zone, à $E'_s = 22.775 \text{ GPa}$. Au niveau des joints béton/béton, la cohésion est prise à $c_{uj} = 0.085f_c'^{0.5}$, soit $c_{uj} = 466 \text{ kPa}$. La résistance à la traction est, elle, calculée par $f_{tuj} = 0.075f'_c$, soit $f_{tuj} = 2.25 \text{ MPa}$ (ANCOLD, 1991, CDSA, 1995, CDA, 1999, USACE, 2000). Cependant le BRE (1991) recommande que cette valeur n'excède pas 2 MPa. On considèrera donc $f_{tuj} = 2 \text{ MPa}$. L'angle de friction, ϕ ,



* : S_v est la section de l'interface barrage-fondation perpendiculaire à la dir. principale de glissement.

** : S_h est la section de l'interface barrage-fondation parallèle à la dir. principale de glissement.

Figure 3.4 (a) Méthodologie utilisée pour déterminer $A_c(t)$ et $A_f(t)$ employées dans le calcul du $FSG(t)$, dépendants de la direction principale de glissement, S_h et S_v présentées pour (b) le B27_{IRREG}, (c) le B27_{REG1} et (d) le B27_{REG2}.

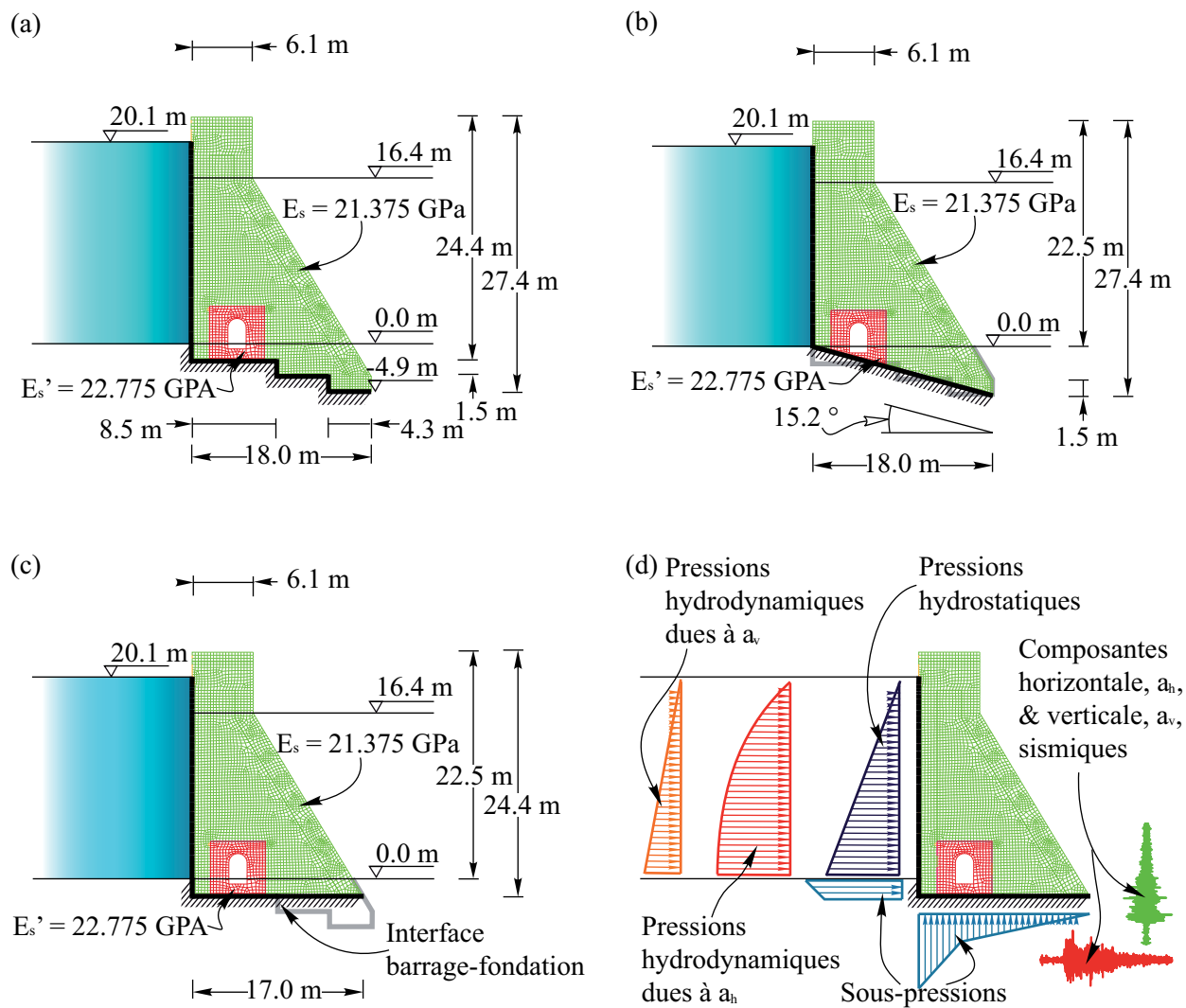


Figure 3.5 Géométrie des barrages suivant l'interface barrage-fondation considérée : (a) B27_{IRREG}, (b) B27_{REG1}, (c) B27_{REG2} et (d) rappel des charges appliquées sur un modèle (ici B27_{REG2}).

considéré, par défaut, pour les joints béton/béton et roc/béton est pris égal à 55° , comme recommandé au Canada (ICOLD, 2004). Pour l'interface roc/béton, la cohésion c et la résistance à la traction f_t seront considérées, initialement, quasiment nulles (en réalité égales à 10 kPa, cette valeur émanant des besoins liés à la modélisation numérique). Ce choix de valeurs est, notamment, communément admis par les guidelines (CDA, 1999, FERC, 2000, ICOLD, 2004). Toutefois, suite aux problématiques soulevées dans le Chapitre 2, une étude paramétrique est, aussi, menée sur ϕ , c , c_{uj} , f_t et f_{tuj} .

La densité de l'eau considérée est de 1000 kg/m^3 . Le module de Young du roc constituant la fondation, dont la masse est supposée nulle, est pris égal à 200 GPa. Un amortissement de Rayleigh équivalent à un amortissement modal de $\xi_d = 5\%$ est adopté pour le barrage.

Deux séismes, dont les historiques d'accélération et les spectres sont illustrés dans la figure 3.6 pour les composantes verticales et horizontales, sont employés à la suite dans les analyses : (i) le tremblement de terre de l'Imperial Valley (1940) à la station El Centro et (ii) le tremblement de terre de Saguenay (1988) à la station Chicoutimi. Ces sollicitations sismiques ont été sélectionnées en considérant leur différences dans leur contenu fréquentiel ainsi que dans leur historique d'accélération. Sachant que $a_c(t)$ et $a_v(t)$ peuvent être positifs ou négatifs, quatre combinaisons d'accélération, montrées dans la figure 3.6, C1, C2, C3 et C4, sont considérées. Si la composante verticale est négligée ($a_v(t) = 0$), les deux combinaisons possibles restantes sont nommées C1H et C3H. Les effets de ces combinaisons sur le FSG ainsi que le déplacement résiduel vont être présentés à la suite. Notons que la sollicitation sismique débute à $t = 0 \text{ s}$. Les charges statiques sont appliquées progressivement (suivant une rampe linéaire) entre $t = -10 \text{ s}$ et $t = -5 \text{ s}$ afin d'éviter toute réaction dynamique du système barrage-réservoir-fondation à celles-ci.

3.4 Discussion des résultats

3.4.1 Effet de l'irrégularité géométrique de l'interface barrage-fondation

Il y a deux manières de comprendre la fissuration, chacune d'entre elle étant définie soit par la rupture en cisaillement (condition de glissement, i.e. le $FSG < 1$), soit la rupture en traction (condition de soulèvement ou décollement, i.e. $\sigma \geq f_t$). Aussi, nous les nommerons respectivement fissurations tangentielle et normale. Les figures 3.7, 3.8 et 3.9, respectivement pour les B27_{IRREG}, B27_{REG1} et B27_{REG2}, illustrent dans les cas (a) et (b) les contraintes respectivement normales et tangentielles à la direction principale de glissement, dans le cas (c) la fissuration normale et dans le cas (d) la fissuration tangentielle. Pour plus d'informations,

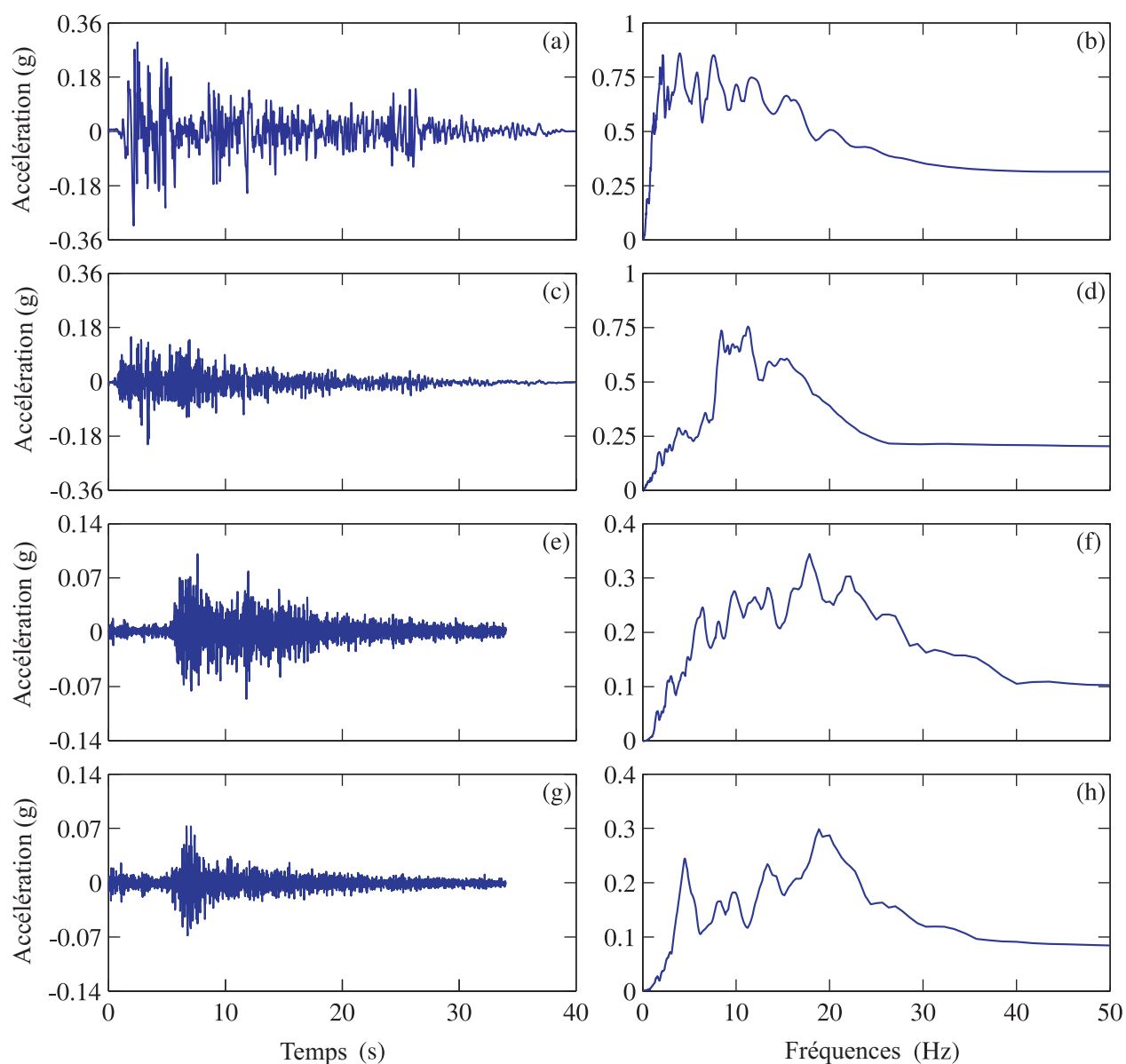


Figure 3.6 Historique et spectres d'accélération des tremblement de terre considérés : séisme de l'Imperial Valley (1940), (a) et (b) composante horizontale, (c) et (d) composante verticale à Elcentro ; séisme de Saguenay (1988), (d) et (e) composante horizontale, (f) et (g) composante verticale à Chicoutimi.

ces figures montrent aussi la rampe de chargement des charges statiques ayant lieu entre $t = -10$ s et $t = 0$ s (le début du séisme). Ces résultats montrent que la fissuration tangentielle se produit généralement simultanément à la fissuration normale.

Les figures 3.7, 3.8 et 3.9 (c) et (d) montrent aussi l'instant t où disparaissent les éléments TEC et TET. Pour cette section, la résistance de ces éléments, 10 kPa, est négligeable au regard des contraintes appliquées sur l'interface barrage-fondation (qui peuvent atteindre plusieurs mégapascals). Aussi, leur effet est quasiment nul et les figures 3.7, 3.8 et 3.9 ne font que vérifier la correspondance entre leur moment de disparition et celui de la fissuration. Notons qu'aux recoins de l'interface barrage-fondation, pour des raisons de facilité de mise en place, aucun élément TEC ou TET n'est implanté. C'est pourquoi leur temps de disparition indiqué est $t = -10$ s. La résistance correspondante est, d'ailleurs, transférée aux nœuds adjacents.

Se faisant, on remarque qu'il y a une excellente corrélation entre l'instant de disparition des éléments TET et la fissuration normale. En revanche, la précision est moins bonne entre l'instant de disparition des éléments TEC et l'apparition de la fissuration tangente. En effet, un déplacement de $\Delta_{i,\max}^{(\text{TEC})} = 0.2$ mm est nécessaire pour excéder la résistance d'un élément TEC. La fissuration tangentielle se produisant dans les parois verticales durant la rampe de chargement demeure très locale et ne peut générer ni un tel déplacement, ni la rupture des éléments TEC. En revanche, les figures 3.7, 3.8 et 3.9 montrent que l'instant de disparition des éléments TEC correspond très bien avec la fissuration brutale et générale se produisant avec le premier gros pic d'accélération sismique. Ceci montre que le modèle utilisé est particulièrement efficace pour simuler une cohésion apparente.

De plus, à l'exception des parois verticales, ceci montre la bonne corrélation entre les premiers pics du séisme et l'apparition des fissures sur l'interface barrage-fondation. Pour chaque cas, les fissures principales apparaissent entre $t = 2$ s et $t = 4$ s. Aussi, trois comportements se suivant chronologiquement sont distinguables : (i) le barrage est stable initialement, avec une interface barrage-fondation de bonne qualité, puis (ii) un violent pic d'accélération sismique se produit, dégradant les propriétés mécaniques à l'interface (en l'occurrence l'aire d'application de la cohésion et de la résistance à la traction), enfin (iii), le joint est totalement fissuré, le barrage commence à se balancer sur sa fondation (ceci peut être vu par les soulèvements locaux indiqués sur les figures citées) et à potentiellement glisser, jusqu'à ce que la sollicitation au sol devienne suffisamment faible pour qu'il se stabilise. On note, par ailleurs, que les pics de contrainte correspondent dans le temps aux pics d'accélération au sol.

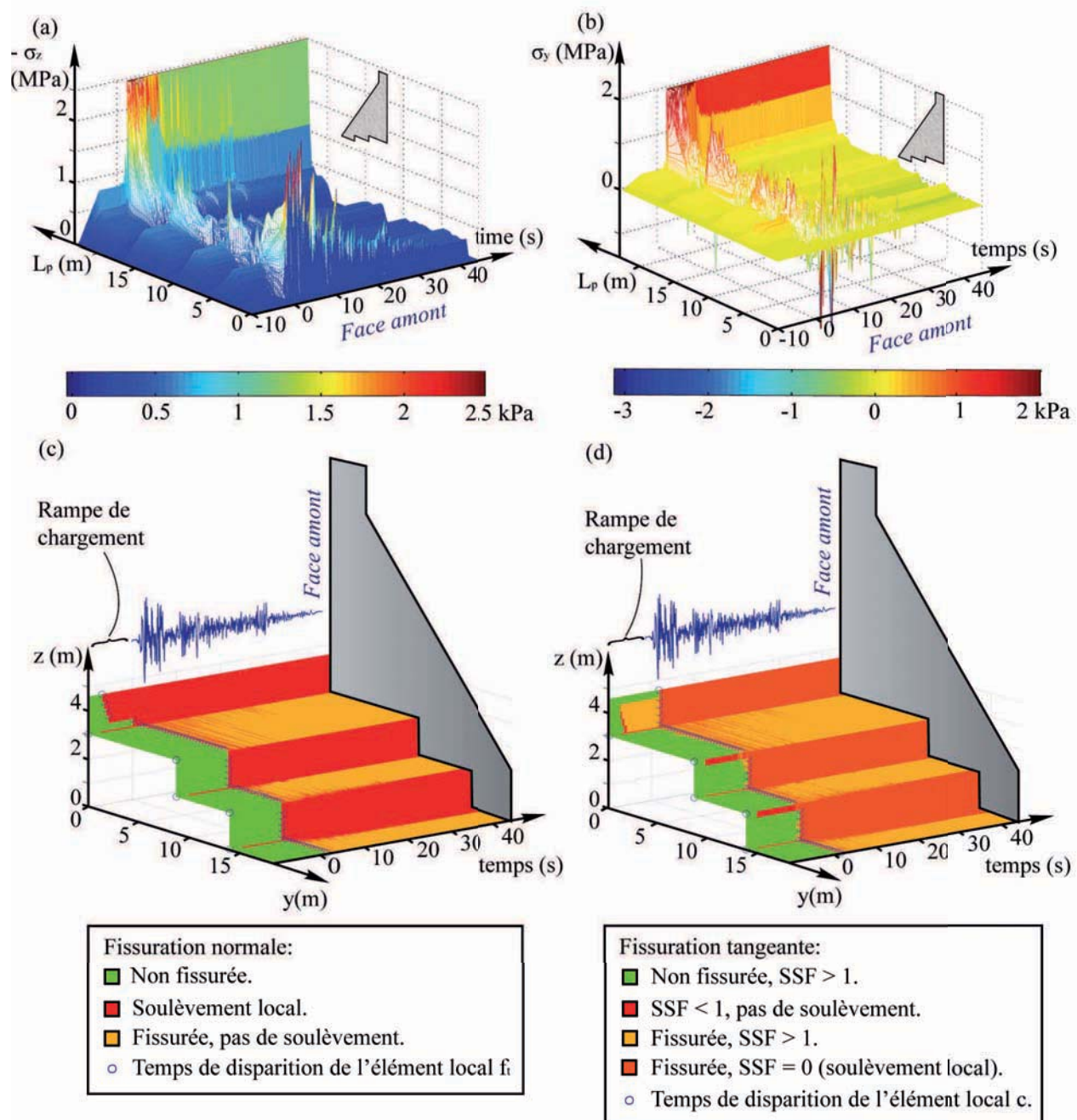


Figure 3.7 Comportement mécanique de l'interface barrage-fondation du barrage B27_{IRREG} soumis au séisme de l'Imperial Valley (1940), sous la combinaison de chargement C3 (avec composante verticale) : (a) les contraintes normales ; (b) les contraintes de cisaillement ; (c) la fissuration normale ; (d) la fissuration tangentielle.

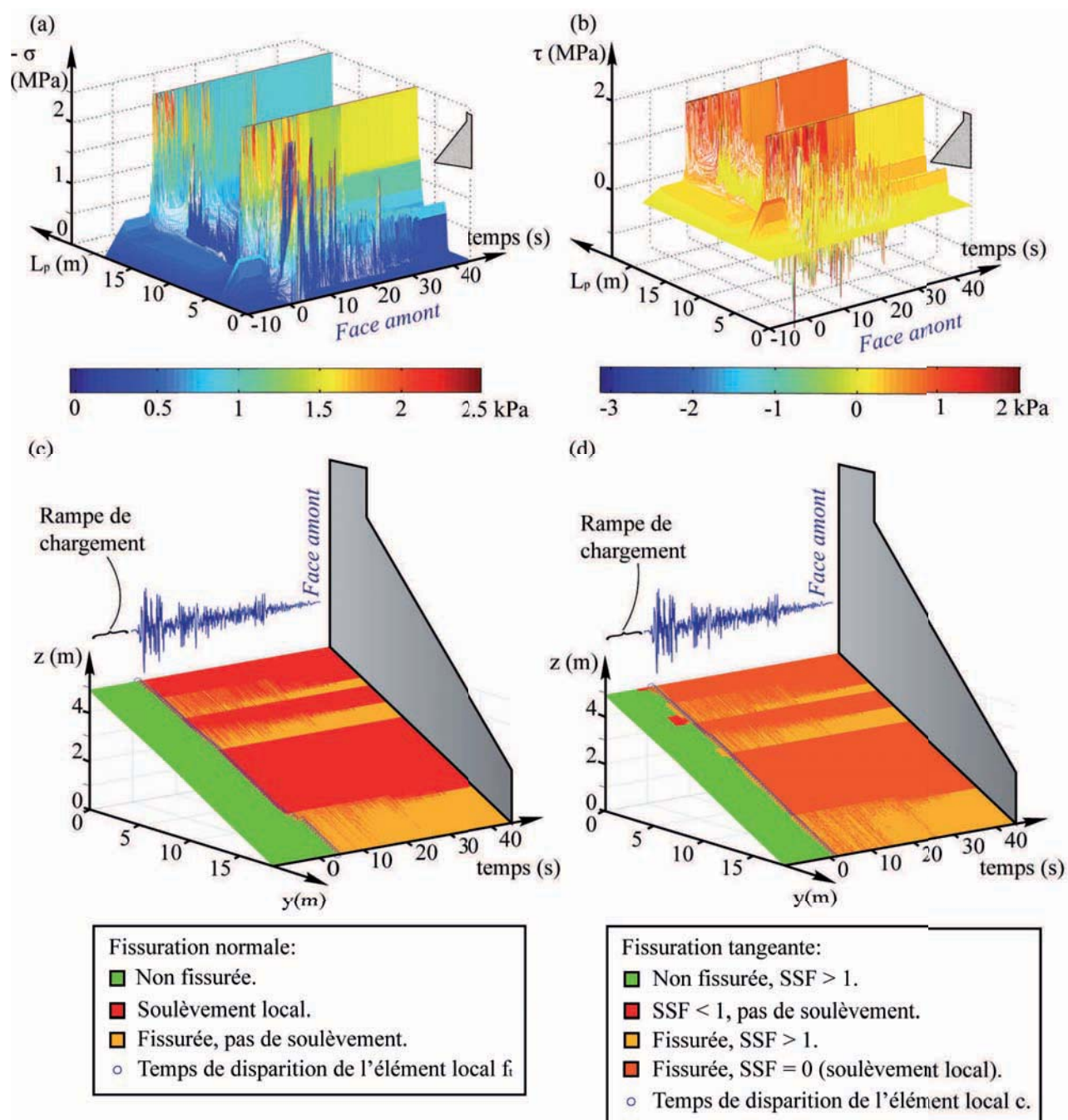


Figure 3.8 Comportement mécanique de l'interface barrage-fondation du barrage B27_{REG1} soumis au séisme de l'Imperial Valley (1940), sous la combinaison de chargement C3 (avec composante verticale) : (a) les contraintes selon l'axe Z ; (b) les contraintes selon l'axe Y ; (c) la fissuration normale ; (d) la fissuration tangentielle.

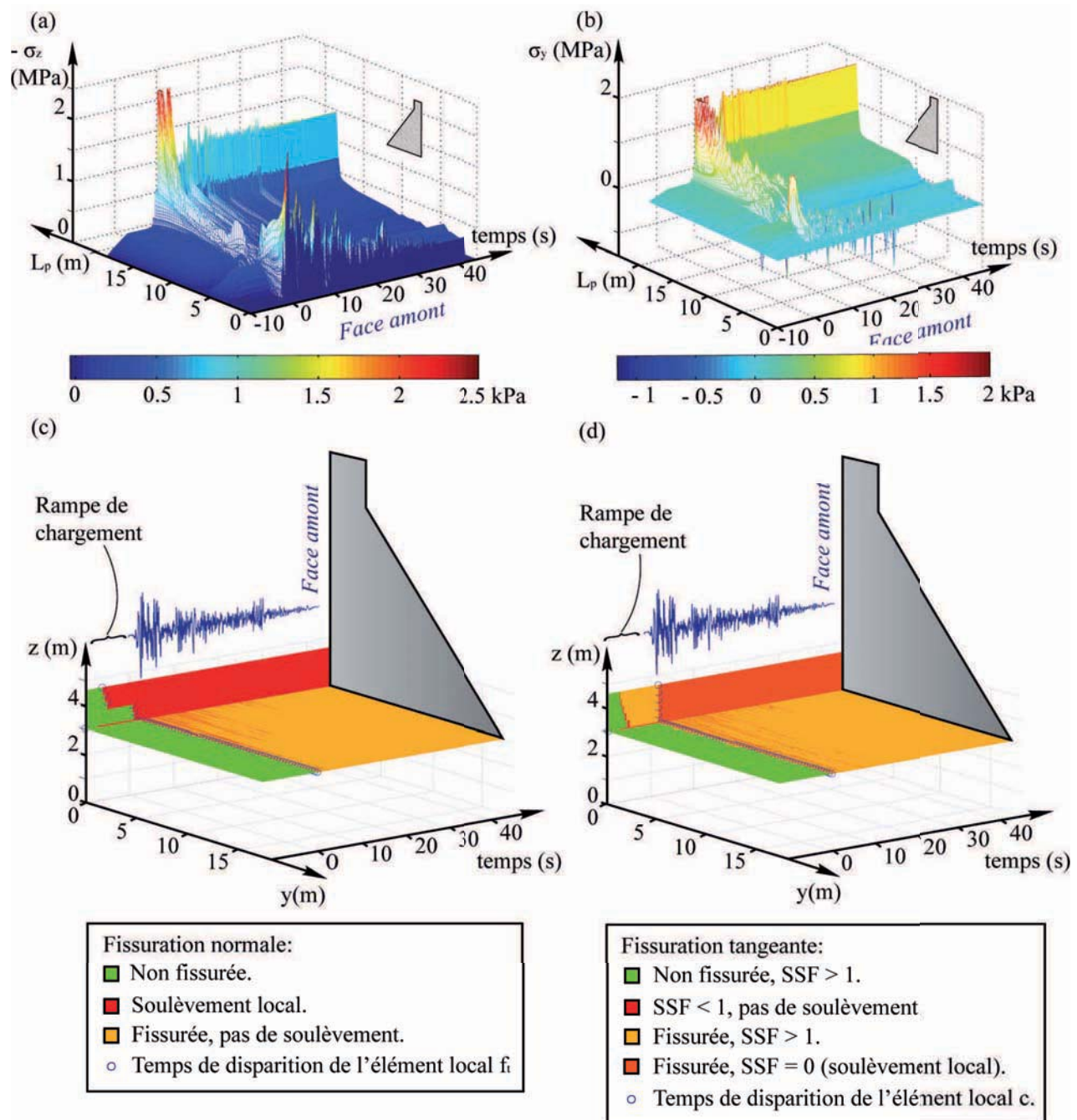


Figure 3.9 Comportement mécanique de l'interface barrage-fondation du barrage B27_{REG2} soumis au séisme de l'Imperial Valley (1940), sous la combinaison de chargement C3 (avec composante verticale) : (a) les contraintes selon l'axe Z ; (b) les contraintes selon l'axe Y ; (c) la fissuration normale ; (d) la fissuration tangentielle.

Les figures 3.7, 3.8 et 3.9 (a) et (b) montrent que plusieurs zones de l'interface barrage-fondation deviennent complètement décollées (absence de contact) durant et après le séisme, dans la mesure où les contraintes sont nulles sur ces zones. Ce phénomène est confirmé puisque les figures 3.7, 3.8 et 3.9 (c) indiquent dans ces zones un soulèvement local permanent. Ces zones sont les parois verticales de l'interface pour les barrages B27_{IRREG} et B27_{REG2} et la section de joint entre $y = 10$ m et $y = 15$ m ainsi que celle sous la galerie de drainage, entre $y = 5$ m et $y = 7$ m, pour le barrage B27_{REG1}. En fait, pour chaque géométrie de barrage, le tremblement de terre induit, après une fissuration majeure, le déplacement des contraintes qui se concentrent alors dans des zones spécifiques de l'interface. Celles-ci sont généralement proches de la face aval pour tous les barrages et, plus spécifiquement pour le B27_{REG1}, aux alentours de $y \approx 8$ m. Aussi, de nettes différences apparaissent dans la répartition des contraintes et de la fissuration entre le B27_{REG1} et les deux autres géométries de barrages, le B27_{IRREG} et le B27_{REG2}. Ces différences vont avoir des répercussions sur le comportement à l'interface barrage-fondation.

Cette analyse est confirmée par les figures 3.10, 3.11 et 3.12, illustrant, respectivement, les $FSG_{\text{IRREG}}(t)$, $l_{\text{IRREG}}(t)$, $FSG_{\text{REG1}}(t)$, $l_{\text{REG1}}(t)$ et $FSG_{\text{REG2}}(t)$, $l_{\text{REG2}}(t)$ avec et sans réservoir, soumis aux séismes de Saguenay et de l'Imperial Valley. Il apparaît clairement que la présence du réservoir diminue drastiquement la stabilité du barrage à cause des charges hydrostatiques et hydrodynamiques appliquées. Ces dernières sont, en effet, des charges latérales destabilisatrices qui, combinées aux sous-pressions diminuant la force normale stabilisatrice, font décroître le $FSG(t)$ (voir Eq.(3.20)). Notons par ailleurs que, suivant les cas de chargements sismiques et de réservoir, $l_{\text{IRREG}}(t)$ et $l_{\text{REG2}}(t)$ sont très proches. Néanmoins, des disparités apparaissent avec $l_{\text{REG1}}(t)$ qui est plus grande que les autres, notamment sous l'effet du séisme du Saguenay (1988). Aussi, l'interface barrage-fondation du B27_{REG1} semble être bien plus propice à l'instabilité que celles des autres géométries de barrage.

En outre, les valeurs de $FSG_{\text{IRREG}}(t)$ et $FSG_{\text{REG2}}(t)$ sont toujours strictement supérieures à 1, même avec le cas de chargement le plus critique (séisme de l'Imperial Valley avec un réservoir plein). Ainsi, le critère du $FSG(t)$ évalue une bonne stabilité pour les barrages B27_{IRREG} et B27_{REG2}. Aussi, une analyse dynamique linéaire semble être suffisante pour ces deux géométries de barrage. A contrario, $\min|FSG_{\text{REG1}}(t)| < 1$ avec le séisme de l'Imperial Valley, avec réservoir plein. Une analyse linéaire dynamique basée sur le $FSG(t)$ démontrerait la possible instabilité du B27_{REG1} : une analyse non-linéaire est donc bien nécessaire pour évaluer la sécurité de ce barrage en quantifiant $d_{\text{REG1}}(t)$. Aussi, constatant des écarts au niveau de l'analyse de stabilité utilisant le $FSG(t)$, à contrario du B27_{REG2}, le B27_{REG1} n'est

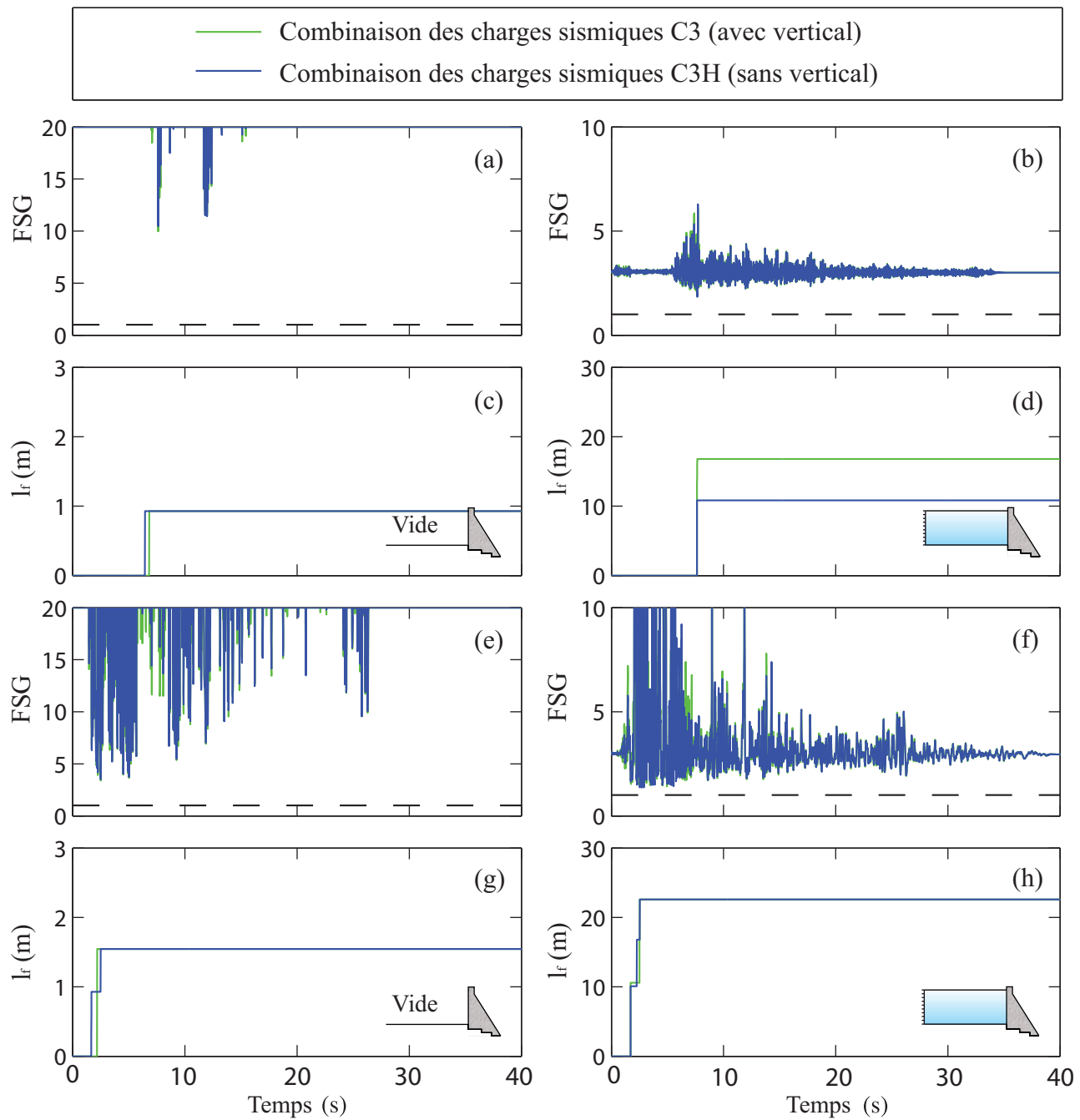


Figure 3.10 Effet de la composante verticale du séisme, avec le barrage B27_{IRREG}, avec respectivement une structure sèche et humide : (a) et (b) $FSG(t)$, (c) et (d) longueur de fissuration, l_f , soumis au séisme de Saguenay (1988) ; (e) et (f) $FSG(t)$, (g) et (h) longueur de fissuration, l_f , soumis au séisme de l'Imperial Valley (1940).

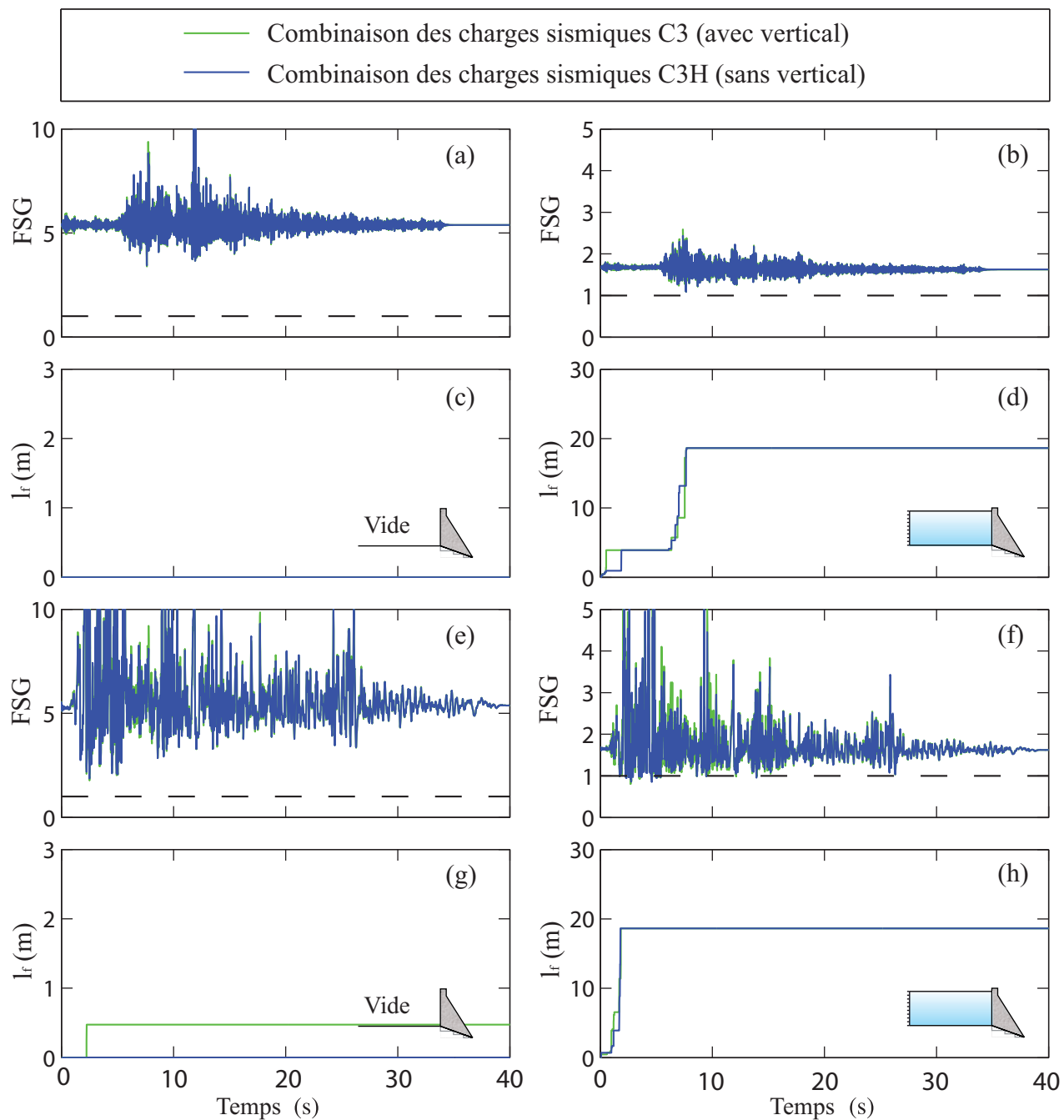


Figure 3.11 Effet de la composante verticale du séisme, avec le barrage B27_{REG1}, avec respectivement une structure sèche et humide : (a) et (b) $FSG(t)$, (c) et (d) longueur de fissuration, l_f , soumis au séisme de Saguenay (1988) ; (e) et (f) $FSG(t)$, (g) et (h) longueur de fissuration, l_f , soumis au séisme de l'Imperial Valley (1940).

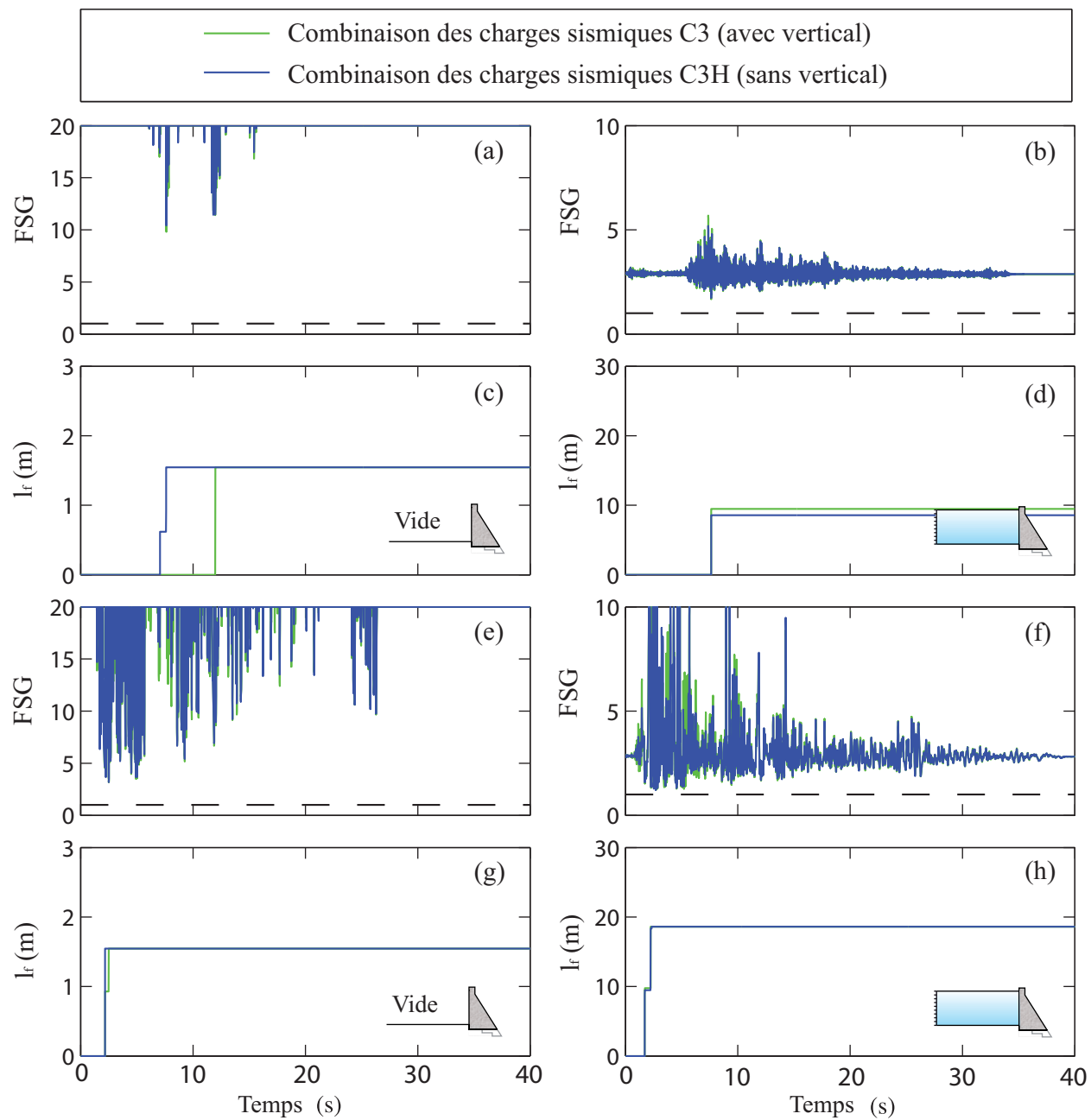


Figure 3.12 Effet de la composante verticale du séisme, avec le barrage B27_{REG2}, avec respectivement une structure sèche et humide : (a) et (b) $FSG(t)$, (c) et (d) longueur de fissuration, l_f , soumis au séisme de Saguenay (1988) ; (e) et (f) $FSG(t)$, (g) et (h) longueur de fissuration, l_f , soumis au séisme de l'Imperial Valley (1940).

pas utilisable pour simplifier la géométrie de la fondation du barrage réel B27_{IRREG}.

Les figures 3.13 et 3.14 illustrent la proximité des courbes $FSG_{\text{IRREG}}(t)$ et $FSG_{\text{REG2}}(t)$ pour chaque combinaison de chargement, avec le séisme de l'Imperial Valley, avec réservoir plein. Comme remarqué ci-dessus, la courbe du $FSG_{\text{REG1}}(t)$ est considérablement inférieure aux deux précédentes et, parfois, prend des valeurs inférieures à un. De manière logique, le glissement résiduel d_{TREG1} est, au moins, quatre fois supérieur à d_{TIRREG} . D'autre, part, en comparant les résultats du B27_{IRREG} avec ceux du B27_{REG2}, deux cas apparaissent. Dans les figures 3.13 (b), (d) et 3.14 (b), $d_{\text{TIRREG}}(t)$ et $d_{\text{TREG2}}(t)$ sont très proches l'une de l'autre. Dans les figures 3.13 (f), (g) et 3.14 (d), des différences apparaissent ($d_{\text{TIRREG}}(t)$ peut être deux fois supérieur à $d_{\text{TREG2}}(t)$). Aussi, l'orientation de la charge sismique combinée aux irrégularités géométriques à l'interface barrage-fondation affecte de manière significative d_{Tf} . On constate, donc, que deux géométries de barrage ayant deux $FSG(t)$ similaires peuvent avoir deux déplacements résiduels assez différents au cours du temps : ceci montre l'importance des analyses non-linéaires qui permettent de venir distinguer ces cas. Néanmoins, l'augmentation de $d_{\text{TIRREG}}(t)$ se produit au même moment que celle de $d_{\text{TREG2}}(t)$. Il est donc clair, malgré certaines différences observées, que l'interface barrage-fondation simplifiée du B27_{REG2} est une meilleure approximation de celle à géométrie irrégulière du B27_{IRREG} que celle proposée par le B27_{REG1} pour les calculs du $FSG(t)$ et de $d_{\text{Tf}}(t)$.

Regardant les figures 3.13 (b), (d), (f), (h) et 3.14 (b), (d), l'augmentation de $d_{\text{TREG1}}(t)$ est simultanée aux périodes où $FSG_{\text{REG1}}(t) < 1$: le barrage est alors en train de glisser. Cependant, à n'importe quel moment $FSG_{\text{IRREG}}(t) > 1$ et $FSG_{\text{REG2}}(t) > 1$. Aussi, aucun glissement ne devrait se produire pour ces deux dernières géométries de barrage. Or, pour le B27_{IRREG} et le B27_{REG2}, $4 \text{ mm} < d_{\text{Tf}} < 11 \text{ mm}$. Il est alors nécessaire de zoomer sur la période où $d_{\text{TIRREG}}(t)$ augmente (i.e. entre $t = 2 \text{ s}$ et $t = 6 \text{ s}$). La figure 3.15 illustre, alors, que ce phénomène est purement dû au balancement du barrage sur sa fondation, et non au glissement de ce dernier. En effet, $d_{\text{TIRREG}}(t)$ augmente par petits sauts d'environ 1 mm, qui peuvent être décomposés, comme sur les figures 3.15 (b) et (d) en trois phases. Phase 1, à cause du séisme, le barrage commence à se balancer, un soulèvement local se produit à l'interface barrage-fondation, près de la face amont. Ensuite, l'ouverture à cet endroit s'agrandit (le déplacement selon Z augmente) et, puisque plus aucune friction ne retient le barrage à cet endroit, la face amont du barrage recule, poussée, notamment, par les pressions induites par le réservoir (le déplacement selon Y augmente). Puis, phase 2, le soulèvement local à la face amont se referme (le déplacement selon Z décroît) et un déplacement résiduel d_{rock} subsiste. Durant les phases 1 et 2, aucun déplacement suivant Z et Y ne se produit à la face aval du barrage. Aussi, à la fin de

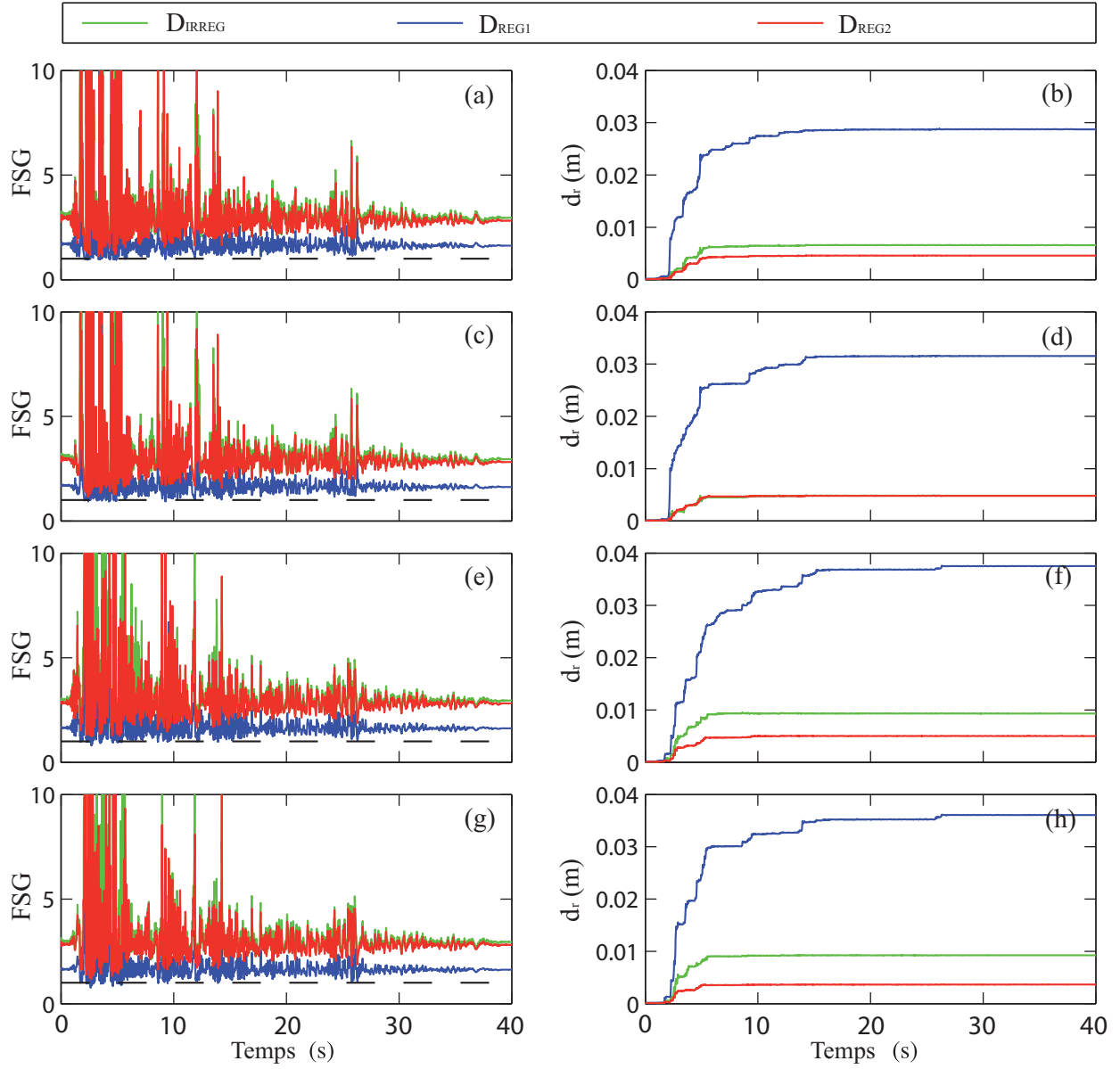


Figure 3.13 Effets de l'irrégularité géométrique de l'interface barrage-fondation sur, respectivement, le $FSG(t)$ et le glissement résiduel, soumis au séisme de l'Imperial Valley (1940) sous les combinaisons de charges : (a) et (b) C1 ; (c) et (d) C2 ; (e) et (f) C3 ; et (g) et (h) C4 (avec la composante verticale).

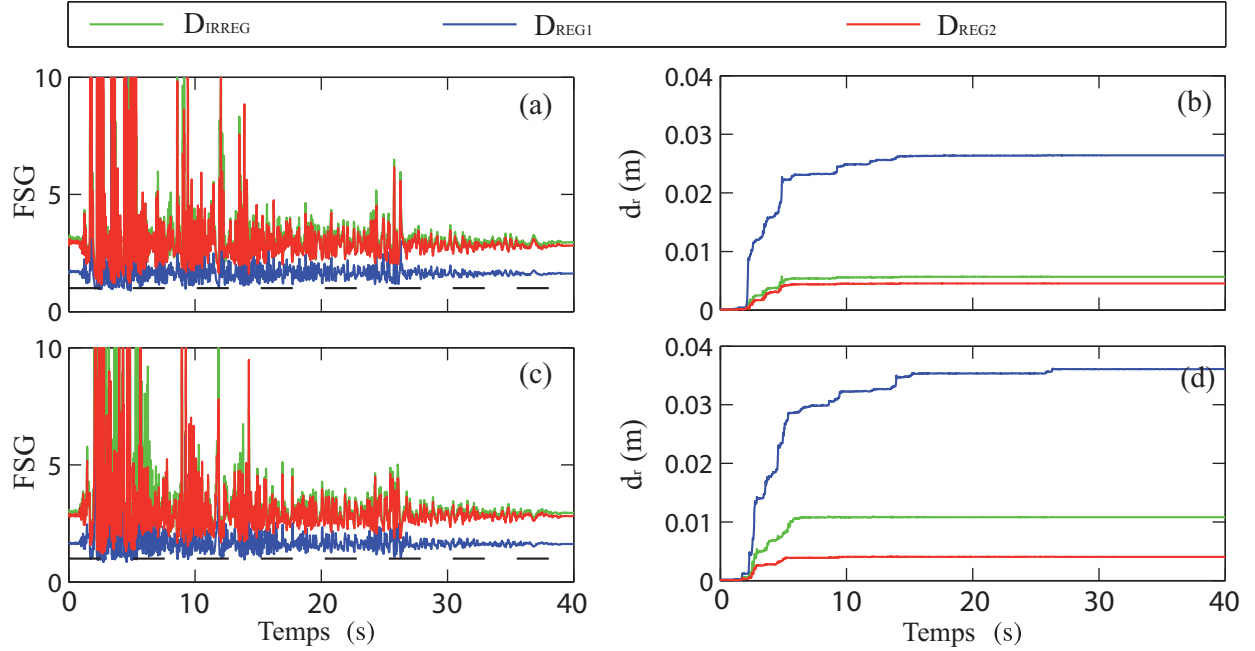


Figure 3.14 Effets de l'irrégularité géométrique de l'interface barrage-fondation sur, respectivement, le $FSG(t)$ et le glissement résiduel, soumis au séisme de l'Imperial Valley (1940) sous les combinaisons de charges : (a) et (b) C1H ; (c) et (d) C3H (sans la composante verticale).

la phase 2, le barrage, sur l'interface barrage-fondation, est comprimé par une déformation d_{rock} . Enfin, Phase 3, le barrage se balance toujours au dessus de sa fondation, et un soulèvement local apparaît à sa face aval, sur l'interface barrage-fondation (le déplacement selon Z à cet endroit augmente). Libéré de la résistance frictionnelle à cause de ce soulèvement, le barrage, à l'interface barrage-fondation, se décomprime et sa face aval bouge de d_{rock} . Aussi, à la fin de ces trois phases, un déplacement résiduel du barrage $d_r(t) = d_{\text{rock}}$ apparaît sans aucun glissement. Finalement, parce que le modèle prend en compte le balancement et la flexibilité du barrage, $d_r(t)$ peut augmenter alors que $FSG(t) > 1$. Ceci ne correspond pas, toutefois, à du glissement. De plus, en comparant $d_{\text{IRREG}}(t)$ (qui augmente seulement à cause du balancement du barrage sur sa fondation) avec $d_{\text{REG1}}(t)$ (qui augmente à cause du balancement et du glissement), il est clair que le glissement, lorsqu'il se produit, impacte bien plus $d_r(t)$. Ainsi, le déplacement résiduel $d_r(t)$ dû uniquement au balancement se situe aux alentours de quelques millimètres et ne va probablement pas remettre en question la stabilité du barrage. De plus, cette observation doit être considérée en se rappelant que le critère de Mohr-Coulomb comporte beaucoup d'incertitudes, notamment concernant la cohésion et la résistance à la traction qui ne sont même pas considérés dans cette section. Une erreur sur ces deux derniers facteurs peut, en effet, impliquer de gros écarts sur le déplacement résiduel, largement supérieurs à ce déplacement dû au balancement (voir à la suite).

Finalement, ces premiers résultats illustrent qu’une analyse linéaire avec le $FSG(t)$ comporte certaines limites qui ne peuvent être franchies qu’au moyen d’analyses non-linéaires (comme la problématique du balancement, ou les écarts entre $d_{\text{IRREG}}(t)$ et $d_{\text{REG2}}(t)$). Ceux-ci montrent aussi que l’approximation de la géométrie de la fondation, pour une analyse de stabilité, qu’elle soit au niveau III ou IV, doit être considérée avec beaucoup d’attention. En effet, dans notre cas d’application, le barrage B27_{REG1} ne doit pas être employé, ici, comme simplification puisque ses résultats sont beaucoup trop conservateurs au regard de ceux du barrage réel, le B27_{IRREG}.

3.4.2 Effet de la composante verticale

Dans cette section, nous investigons l’effet de la composante verticale sismique sur la stabilité et le glissement résiduel des barrages étudiés. Pour chaque géométrie, les figures 3.10, 3.11 et 3.12 illustrent que les courbes de $FSG(t)$ avec et sans la composante verticale (respectivement C3 et C3H) sont quasiment collées. Aussi, la composante verticale sismique n’a aucun effet sur ce critère et peut être négligée pour une analyse dynamique linéaire d’un barrage.

Toutefois quelques écarts peuvent être observés pour la longueur de fissuration $l_f(t)$ en comparant les combinaisons C3 et C3H. De plus, les résultats présentés précédemment montrent que le $FSG(t)$ ainsi que $l_f(t)$ ne donnent pas toutes les informations sur le comportement non-linéaire du barrage, puisque plusieurs facteurs conditionnant le glissement n’impactent pas sur le calcul de ces deux indicateurs. En comparant les figures 3.13 (b), (d) et (f), (g) avec, respectivement, les figures 3.14 (b) and (d), on remarque que la composante verticale sismique affecte significativement d_r qui peut varier de 20 % avec cette considération. Cependant, comme analysé avec le $FSG(t)$, ces résultats montrent que la composante verticale impacte juste sur l’amplitude finale de $d_r(t)$ et ne changera pas directement l’état de stabilité du barrage.

3.4.3 Effet de la cohésion, de la résistance à la traction et de l’angle de frottement

Dans cette section, nous étudions l’effet des conditions mécaniques à l’interface barrage-fondation comme la cohésion, c , la résistance à la traction, f_t et l’angle de frottement, ϕ , sur la stabilité et le déplacement résiduel du barrage avec géométrie réelle de la fondation (B27_{IRREG}), au moyen des éléments développés au début de ce chapitre. Nous avons vu précédemment que beaucoup d’incertitudes pouvaient demeurer sur la valeur de ces facteurs,

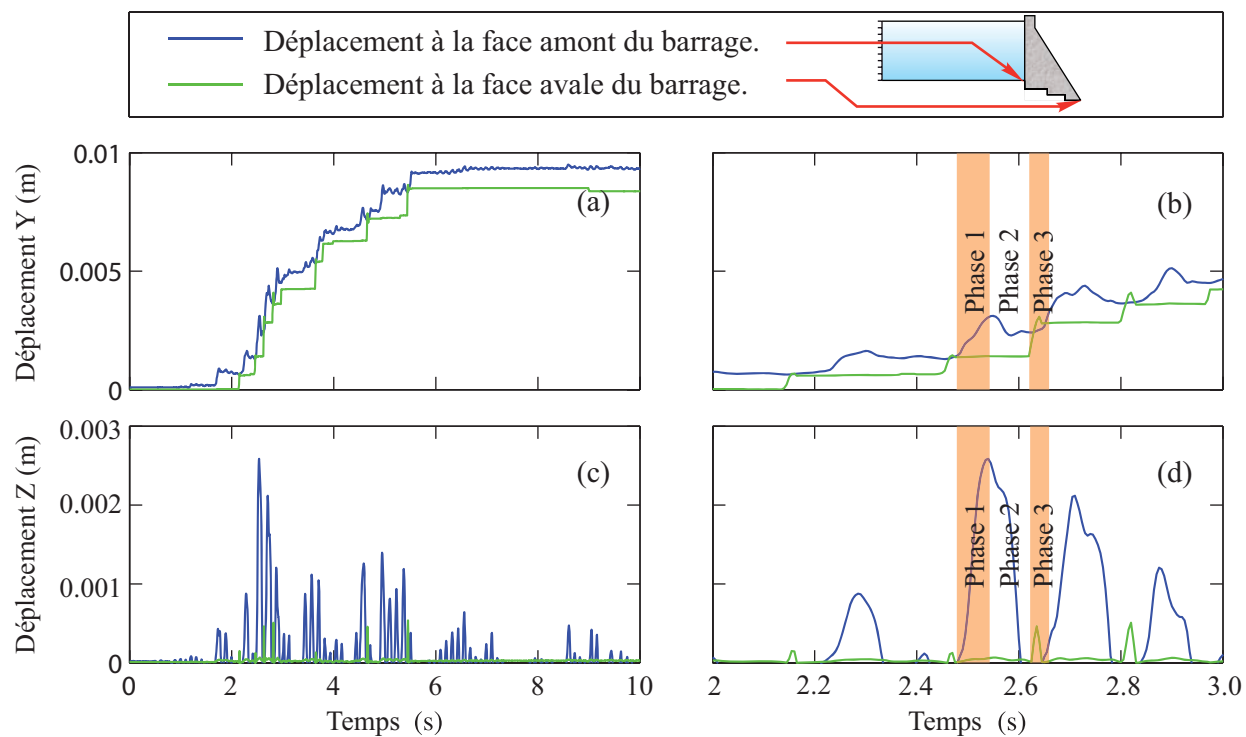


Figure 3.15 Illustration de l'effet du balancement du barrage poids à l'interface barrage-fondation, avec le B27_{IRREG}, soumis au séisme de l'Imperial Valley (1940), sous la combinaison de charge C3 (avec la composante verticale), sur les déplacements : (a) et (b) suivant l'axe y ; (c) et (d) suivant l'axe z .

suivant l'état de conservation du barrage étudié. Néanmoins, nous pensons que négliger la cohésion et la résistance à la traction mènerait à des résultats beaucoup trop conservateurs. Aussi, nous avons mené une étude paramétrique sur ces derniers dont les valeurs prises sont décrites dans les tableaux 3.1 et 3.2 pour évaluer l'ampleur de leur influence sur la stabilité d'un barrage poids.

Tableau 3.1 Valeurs des propriétés mécaniques prises à l'interface barrage-fondation pour étudier l'effet de la cohésion, de la résistance à la traction et de l'angle de friction sur la stabilité d'un barrage poids suivies des résultats correspondants - partie 1.

Numéro de modèle	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9
ϕ	55°	55°	55°	55°	55°	55°	55°	55°	55°
c (kPa)	10	10	10	500	500	500	1000	1000	1000
f_t (kPa)	10	500	2000	10	500	2000	10	500	2000
FSG_{\min}	1.31	1.37	1.70	3.36	3.55	3.93	4.79	5.06	5.34
d_r (mm)	9.2	7.3	0.4	0.1	0.1	0	0.1	0.1	0

Les tableaux 3.1 et 3.2 présentent, aussi, pour chaque modèle, le FSG_{\min} (la valeur minimale de $FSG(t)$) et d_{rf} . Il est, ainsi, clairement visible que plus la cohésion et l'angle de friction sont grands, plus le barrage a un comportement sécuritaire. Pour chaque modèle dont la cohésion n'est pas négligeable, chaque valeur de FSG_{\min} est strictement supérieure à un et chaque déplacement résiduel d_{rf} est proche de zéro. Les autres cas sont présentés dans les figures 3.16 et 3.17 (b), (d) et (f). d_{rf} y varie de 0.4 mm (M3) jusqu'à 77.3 mm (M10). En faisant la relation avec les courbes de $FSG(t)$ montrées dans les figures 3.16 et 3.17 (a), (c) et (e), où, respectivement, $\phi = 55^\circ$ et $\phi = 35^\circ$, ces résultats illustrent la grande influence de ϕ dans la stabilité et le déplacement résiduel du barrage-poids.

Les figures 3.16 et 3.17 montrent aussi que plus f_t est élevé, plus d_{rf} diminue. Ceci s'explique par les parois verticales de l'interface barrage-fondation, où la résistance à la traction résiste contre les efforts latéraux destabilisants. En effet, $f_t \cdot A_{f_t}$ est déjà considéré dans le calcul du $FSG(t)$ (voir Eq.3.20). Les résultats des figures 3.16 et 3.17 (e) montrent ainsi que l'aire, où la résistance à la traction s'applique, i.e. sur les parois verticales de l'interface, se

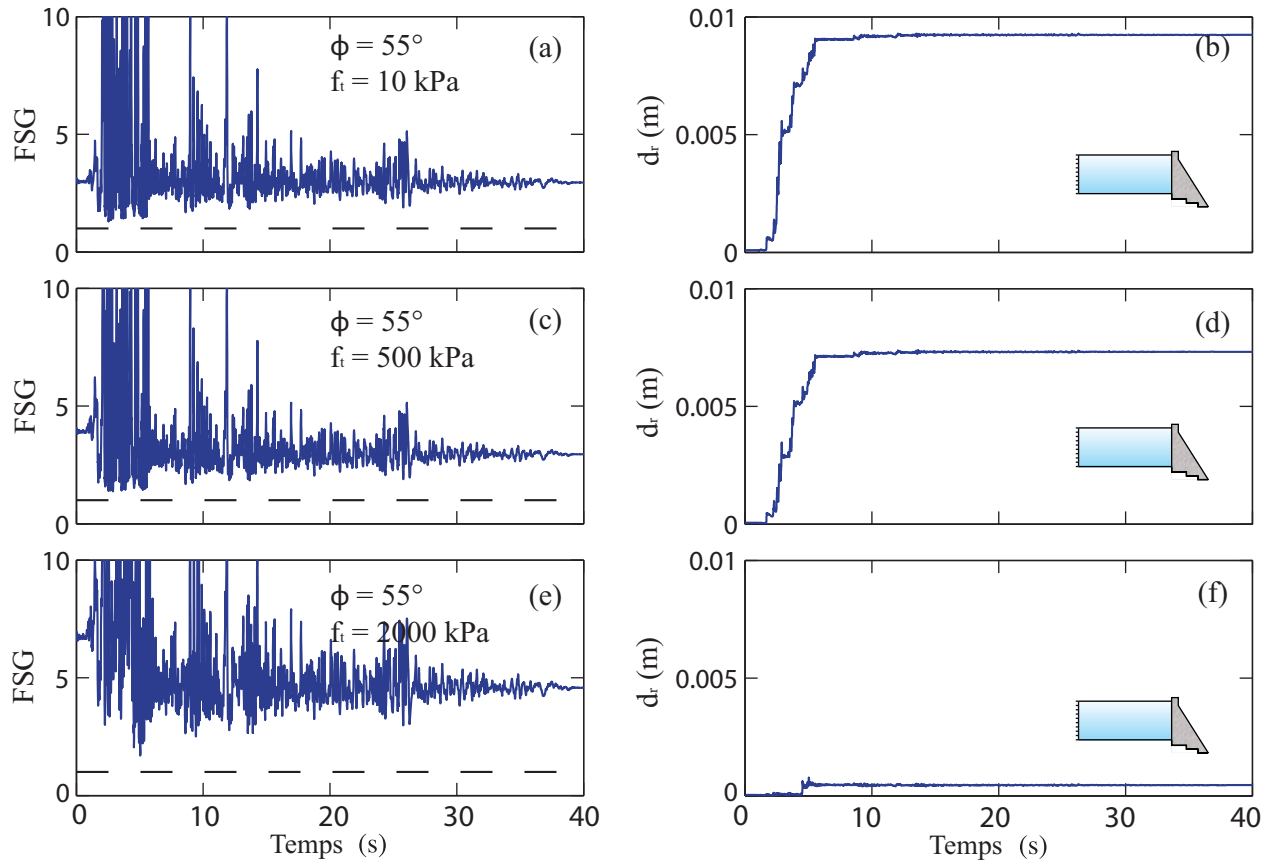


Figure 3.16 Effets de la résistance à la traction sur le barrage B27_{IRREG}, sur, respectivement, le $FSG(t)$ et le déplacement résiduel, soumis au séisme de l'Imperial Valley (1940), sous la combinaison de charge C4 (avec composante verticale), avec $\phi = 55^\circ$, $c = 10$ kPa : (a) et (b) $f_t = 10$ kPa ; (c) et (d) $f_t = 500$ kPa ; (e) et (f) $f_t = 2000$ kPa.

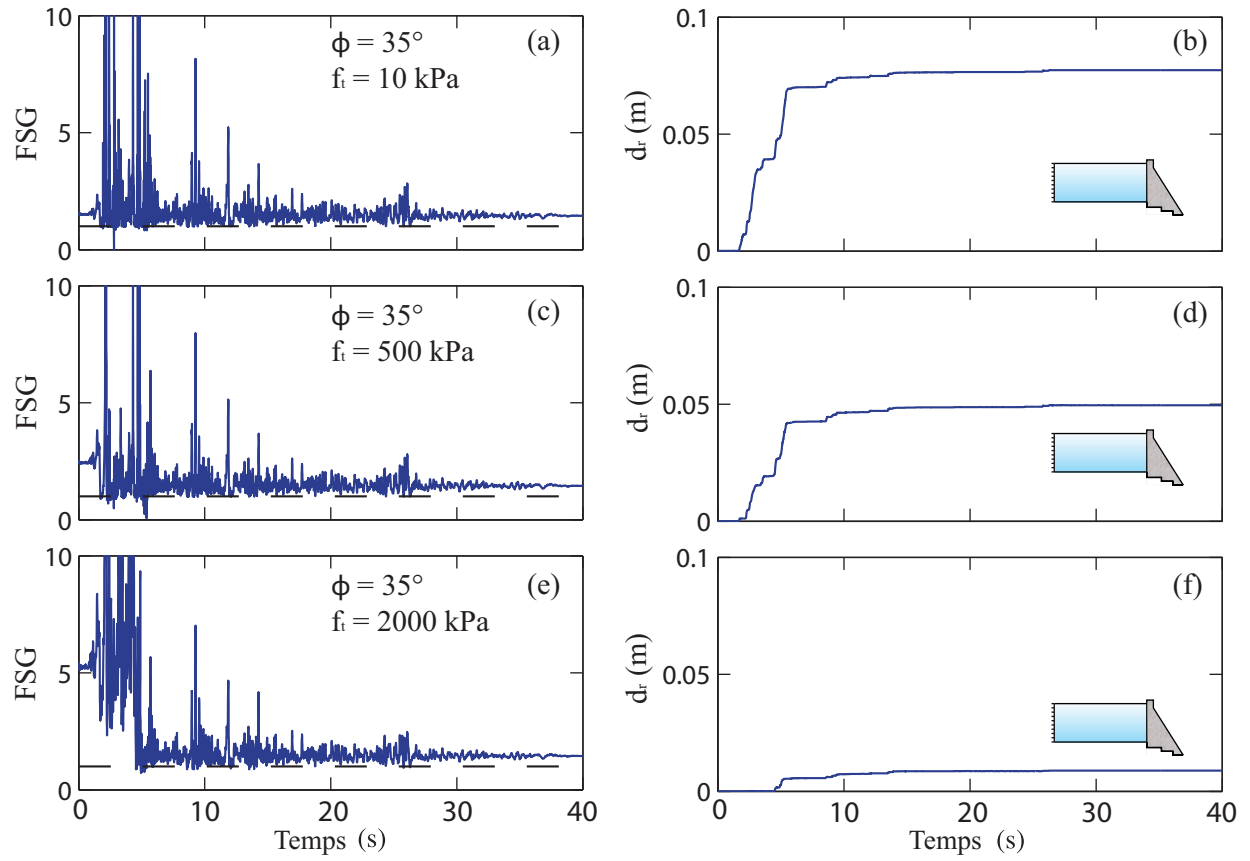


Figure 3.17 Effets de la résistance à la traction sur le barrage B27_{IRREG}, sur, respectivement, le $FSG(t)$ et le déplacement résiduel, soumis au séisme de l'Imperial Valley (1940), sous la combinaison de charge C4 (avec composante verticale), avec $\phi = 35^\circ$, $c = 10$ kPa : (a) et (b) $f_t = 10$ kPa ; (c) et (d) $f_t = 500$ kPa ; (e) et (f) $f_t = 2000$ kPa.

Tableau 3.2 Valeurs des propriétés mécaniques prises à l'interface barrage-fondation pour étudier l'effet de la cohésion, de la résistance à la traction et de l'angle de friction sur la stabilité d'un barrage poids suivies des résultats correspondants - partie 2.

Numéro de modèle	M10	M11	M12	M13	M14	M15	M16	M17	M18
ϕ	35°	35°	35°	35°	35°	35°	35°	35°	35°
c (kPa)	10	10	10	500	500	500	1000	1000	1000
f_t (kPa)	10	500	2000	10	500	2000	10	500	2000
FSG_{\min}	0.82	0.06	0.72	2.49	2.78	3.35	4.06	4.38	4.77
d_r (mm)	77.3	49.6	8.8	0.1	0.1	0	0.1	0.1	0

dégrade, à cause du premier pic sismique d'accélération important. Ceci est visible par une diminution brutale de la valeur moyenne du $FSG(t)$. Toutefois, cette dégradation permet un retard de 3 s du début du déplacement résiduel des barrages modélisés dans M3 et M12 comparés à ceux dans M1 et M10 (ces deux derniers ne considèrent aucune résistance à la traction). Aussi, ce retard, pour M3 et M12, protège le barrage du glissement dû au premier pic sismique qui est généralement le plus violent. De surcroît, le déplacement résiduel se produisant dans M12 à $t=5.5$ s, i.e. 6 mm, est trois fois moins important que celui se produisant au même instant dans M10, i.e. 20 mm. La dégradation de la résistance à la traction, même si celle-ci se trouve sur la paroi horizontale de l'interface barrage-fondation, cause une dissipation de l'énergie sismique, empêchant le barrage de glisser de manière plus brutale. Aussi, même si f_t a un impact moins important que c et ϕ sur d_r et le $FSG(t)$, il demeure un facteur majeur qui devrait être considéré. Ces résultats montrent aussi l'intérêt d'une analyse non-linéaire plus complète quand, pour un ouvrage donné, les valeurs du $FSG(t)$ deviennent très basses puisque ce critère ne donne aucune information sur la dégradation de l'interface et le glissement résiduel. Ainsi, seule une analyse non-linéaire peut distinguer le cas du modèle M12 montré dans les figures 3.18 (e) et (f), du cas du modèle M10 montré dans les figures 3.18 (a) et (b), le premier étant beaucoup plus sécuritaire que le second. Enfin, ces résultats indiquent la bonne prise en compte de la dégradation de l'interface barrage-fondation par le modèle durant le tremblement de terre.

La dégradation de c et f_t sur l'interface barrage-fondation (i.e. la disparition des élé-

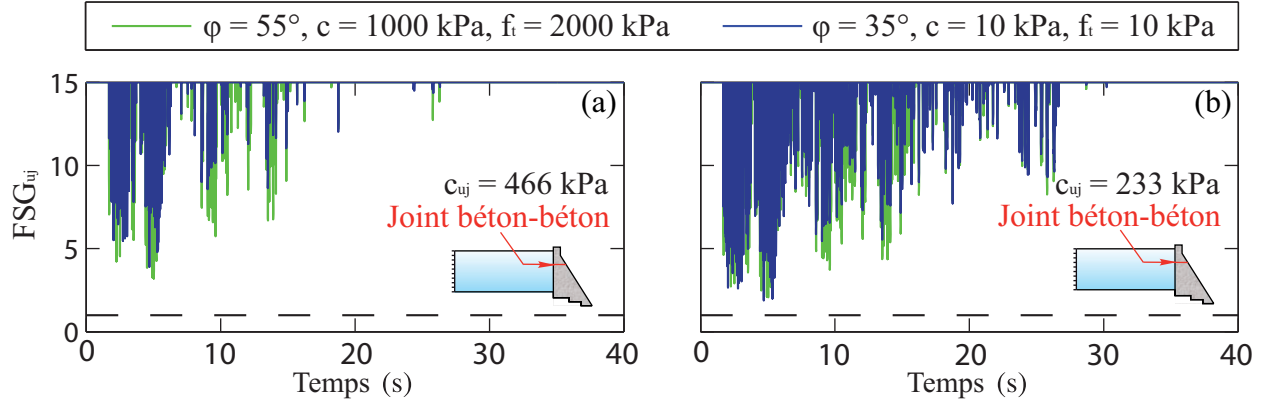


Figure 3.18 Effets de la cohésion, de la résistance à la traction et de l'angle de friction à l'interface barrage-fondation de B27_{IRREG} sur le $FSG_{uj}(t)$ d'un joint béton-béton en hauteur avec une cohésion de : (a) 466 kPa; (b) 233 kPa.

ments TEC et TET) implique une certaine dissipation d'énergie. Aussi, si l'interface barrage-fondation est plus résistante, elle se dégradera moins et, par corollaire, dissipera moins d'énergie sismique : il y aura plus d'énergie sismique transmise à la structure en béton du barrage. La figure 3.18 montre les valeurs prises par le Facteur de Sécurité au Glissement pour un joint en hauteur de la structure (une interface béton-béton), qu'on nommera $FSG_{uj}(t)$. Ce joint est situé à une hauteur de 14.15 m depuis le bas du réservoir. Le $FSG_{uj}(t)$ est calculé à partir des contraintes linéaires sur le joint extraites du modèle M9 (correspondant à l'interface barrage-fondation la plus résistante) et du modèle M10 (correspondant à l'interface barrage-fondation la plus fragile). Un programme spécifique sur le logiciel MATLAB (MATrix LABoratory, 1998) nous permet, alors, de calculer deux types de valeurs de $FSG_{uj}(t)$ avec deux cohésions différentes (considérées au niveau du joint en hauteur), $c_{uj1} = 466 \text{ kPa}$ (déduite des relevés de terrain) et $c_{uj2} = 233 \text{ kPa}$. Le calcul du $FSG_{uj}(t)$ considère aussi une résultante des sous-pressions calculée à la hauteur de l'interface béton-béton considérée. Aussi, le $FSG_{uj}(t)$ extrait du modèle M9 atteint de plus basses valeurs que le $FSG_{uj}(t)$ extrait du modèle M10. Ce phénomène nous montre que plus il y a d'énergie sismique transmise à la structure du barrage-poids, plus les contraintes internes à celle-ci sont importantes et plus le $FSG_{uj}(t)$ peut atteindre de valeurs basses dans les joints en hauteur. Ainsi, même pour les interfaces béton-béton en hauteur du barrage, il est essentiel de bien estimer les propriétés mécaniques de l'interface barrage-fondation. En effet, sous-estimer cette résistance à la fondation risquerait, cette fois-ci, de mener à des résultats non-conservateurs dans les joints en hauteur.

Dans notre cas, la figure 3.18 montre que le $FSG_{uj}(t)$, même dans le cas du modèle M9,

est toujours largement supérieur à un. Aussi, on peut assumer qu'aucun déplacement non-linéaire ne se produira dans ce joint en hauteur. Une analyse dynamique linéaire à ce niveau est, donc, suffisante pour garantir sa sécurité au glissement. Toutefois, si les valeurs $FSG_{uj}(t)$ avaient été plus proches, voire inférieures à un, une analyse dynamique non-linéaire aurait été nécessaire pour déterminer le déplacement résiduel induit, et comparer les cas employant les conditions à l'interface barrage-fondation du modèle M9 et du modèle M10. Ceci montre, ainsi, l'importance du jugement de l'ingénieur en structure pour déterminer si une analyse non-linéaire est nécessaire, et de manière plus générale, quelles sont les conditions défavorables à considérer pour une étude de stabilité sur un barrage-poids.

Par ailleurs, les résultats de cette section montrent la grande sensibilité du $FSG(t)$ et d_{rf} aux caractéristiques de modélisation de l'interface que sont c , f_t et ϕ . De manière logique, une augmentation de la cohésion et de l'angle de friction accroît drastiquement la stabilité du barrage. Cependant, la résistance à la traction est aussi très importante et, si le joint est en très bon état, devrait être considérée non-nulle, surtout s'il y a présence de parois verticales dans l'interface barrage-fondation. Aussi, il est fondamental de correctement considérer ces facteurs : l'inverse risquerait de mener à des résultats beaucoup trop conservateurs à l'interface barrage-fondation et, à contrario, à des résultats non-conservateurs dans les joints en hauteur. Ceci n'est en aucun cas acceptable, au même titre que de considérer une simplification erronée de la géométrie de la fondation.

3.5 Conclusions

Dans ce chapitre, une nouvelle méthodologie utilisant des éléments spécialement développés est présentée pour modéliser une interface de Mohr-Coulomb utilisant la cohésion et la résistance à la traction, avec dégradation possible de ces deux paramètres. Celle-ci présente la particularité d'être généralisable à des logiciels commerciaux. L'interface ainsi obtenue permet, notamment, de modéliser le balancement et le glissement du barrage-poids sur sa fondation. Ceci nous a permis alors d'investiguer, au moyen d'un exemple pratique, la sensibilité de la stabilité au glissement d'un barrage poids à la composante verticale sismique, aux irrégularités géométriques et aux valeurs des propriétés mécaniques à l'interface barrage-fondation. Pour cela, le barrage a été soumis à plusieurs sollicitations sismiques et sa stabilité a été étudiée par le biais de la répartition des contraintes, du Facteur de Sécurité au Glissement, de la longueur de fissuration et du déplacement résiduel. Ainsi, ceci démontre que la stabilité au glissement du barrage-poids est fortement sensible aux irrégularités caractérisant l'interface barrage-fondation.

CHAPITRE 4

EFFET DE L'INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE SUR LA DEMANDE EN SPECTRE DE PLANCHER AU SEIN D'UN BARRAGE-POIDS

4.1 Rappel des objectifs

L'objectif de cette section est d'étudier la sensibilité des spectres de plancher à l'interaction fluide-structure ainsi que de caractériser les effets de plusieurs hypothèses de modélisation. On vise alors à formuler des recommandations pour l'évaluation sismique d'équipements et de structures supportées par un barrage-poids. Ceci constitue le second mode de défaillance d'un barrage-poids en béton, au cours d'un tremblement de terre, étudié au long de ce mémoire.

En effet, il a été démontré dans le Chapitre 2 que les accélérations au sol peuvent être significativement amplifiées depuis la base du barrage, endommageant sévèrement les installations situées en hauteur de ce dernier. Celles-ci, que l'on nommera par la suite systèmes secondaires, doivent être conçues au regard de cette amplification évaluée grâce à la méthode des spectres de plancher (présentée en Chapitre 2). Ces systèmes secondaires peuvent être des grues de levage (comme visible sur la figure 4.1), des ponts, des vannes ou même des bâtiments (comme visible sur la figure 4.2) situés généralement vers la crête du barrage. Rappelons aussi que les spectres de plancher définissent l'accélération maximale absolue de systèmes secondaires en fonction de la fréquence propre de ceux-ci, supportés par une structure primaire, le barrage-poids (ils peuvent être situés à n'importe quel position de ce dernier).

Enfin, nous avons vu qu'il est crucial de correctement évaluer la charge hydrodynamique (liée à l'interaction fluide-structure) sur la face amont du barrage-poids. Celle-ci a, notamment, démontré son importance concernant la stabilité de l'ouvrage hydraulique. Cependant, des études antérieures montrent qu'elle affecte aussi fortement l'amplification de l'accélération au sein du barrage. Il est donc logique de s'interroger de son influence sur les spectres de plancher étudiés à la suite.



Figure 4.1 Barrage de Guri (Venezuela) avec plusieurs grues, vannes et équipements électro-mécaniques à sa crête.



Figure 4.2 Barrage de Loch Tarsan (Écosse) avec un bâtiment à la crête.

4.2 Méthodologie

4.2.1 Approche générale

Dans un premier temps, les spectres de plancher sont étudiés en fonction de différentes hypothèses de modélisation au moyen d’analyses linéaires. Dans ce cas-ci, deux approches sont proposées pour obtenir ces derniers : la première utilise une formulation analytique, la seconde utilise intégralement la méthode des éléments finis ($\varphi - U$ formulation). Ces deux méthodes d’analyse sont présentées au Chapitre 2. Elles permettent d’obtenir l’accélération amplifiée relative au point P, \ddot{u}_P . Les spectres de plancher sont, alors, déduits au point P à partir de \ddot{u}_P , au moyen de la méthode décrite à la fin du chapitre 2 (figure 4.3, voir aussi l’article en Annexe A pour les détails). On suppose, par la suite de ce chapitre, que les systèmes secondaires ont un amortissement $\xi_s = 5\%$.

Les spectres de plancher, alors obtenus avec des sollicitations sismiques de différents contenus fréquentiels, sont examinés afin d’investiguer les effets de :

- la longueur modélisée du réservoir (méthode des éléments finis) ;
- la présence du réservoir (les deux méthodes) ;
- l’irrégularité géométrique du réservoir (méthode des éléments finis) ;
- l’absorption des ondes sismiques par les sédiments au fond du réservoir (méthode des éléments finis) ;
- la prise en compte de la compressibilité de l’eau et de la déformabilité du barrage dans le calcul des charges hydrodynamiques (les deux méthodes) ;
- l’effet des modes supérieurs (méthode analytique).

L’ensemble de l’étude, en domaine linéaire, est mené pour deux systèmes typiques de barrage-réservoir de différentes hauteurs (35 m et 90 m). Ceux-ci sont décrits à la suite.

Dans un second temps, le modèle non-linéaire du B27_{IRREG} (utilisant la méthode des éléments finis) est repris pour étudier l’effet du glissement sur le spectre de plancher obtenu à la crête. Les effets de la cohésion, de la résistance à la traction et de l’angle de frottement sont aussi investigués. Ce modèle non-linéaire est intégralement décrit dans le Chapitre 3. Notons qu’étant dans le cas d’une analyse de niveau IV, la formulation analytique, de type fréquentielle, ne pourrait pas être employée ici.

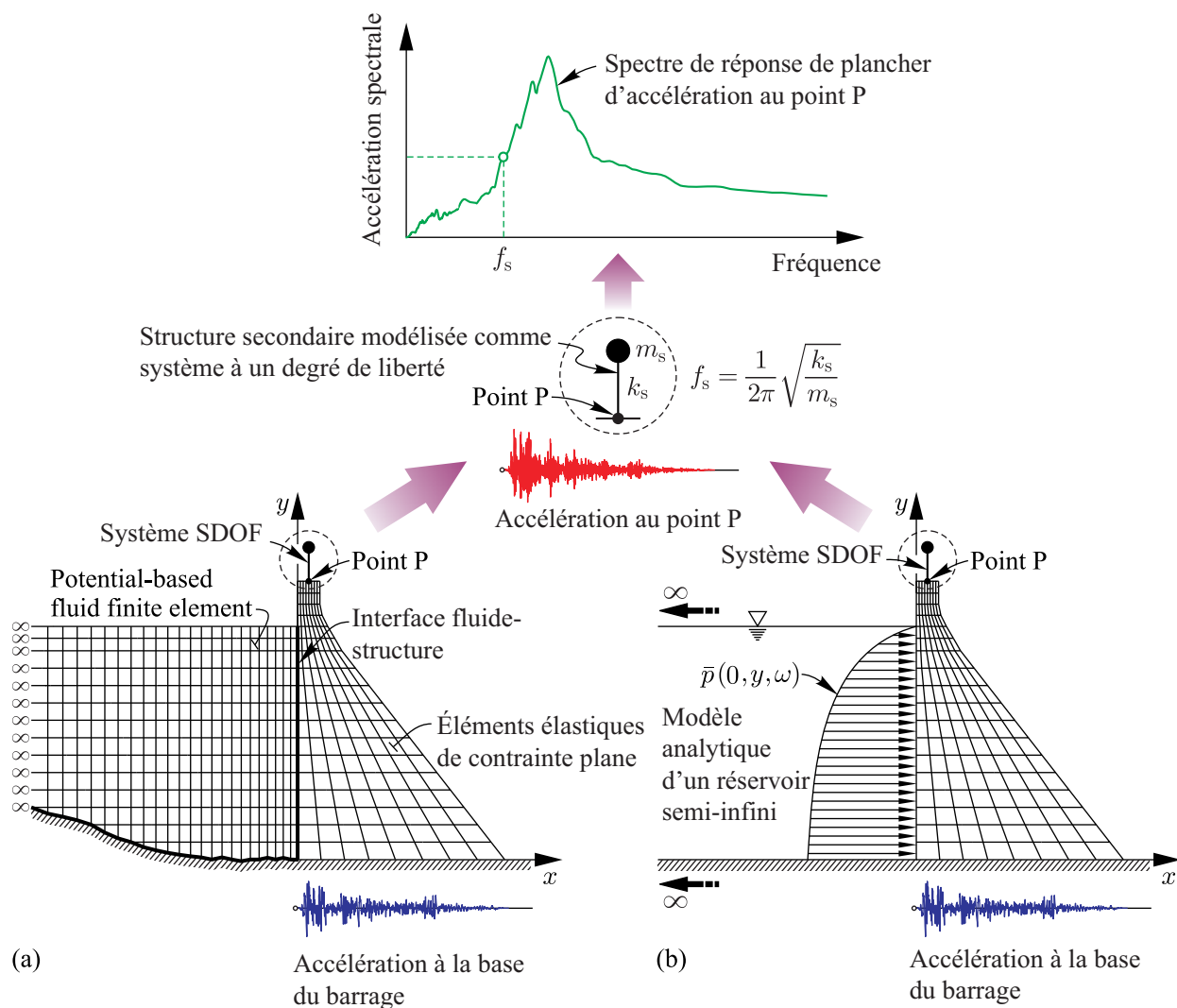


Figure 4.3 Illustration de la détermination du spectre de plancher à un point donné P d'un barrage-poids : (a) en utilisant un modèle d'éléments finis couplant barrage et réservoir ; et (b) en utilisant un modèle analytique de réservoir semi-infini (tiré de Bouaanani et Renaud, 2013).

4.2.2 Considérations numériques pour les analyses linéaires

Le logiciel d'éléments finis ADINA (2011) est utilisé pour développer le modèle couplant barrage et réservoir. Un maillage d'éléments à 9 nœuds de contraintes plane et de "potential-based fluid" est employé, avec quelques éléments à 7 nœuds pour les transitions dans le réservoir. Des éléments fluides spéciaux car infinis sont placés à l'extrémité amont du réservoir qui est de longueur L_r (ADINA (2011)). Une étude de convergence est menée à la suite sur la longueur L_r à choisir. Un amortissement de Rayleigh équivalent à un amortissement modal de $\xi_d = 5\%$ est adopté pour le barrage.

Se basant sur les techniques antécédantes de modélisation (Fenves et Chopra (1984)), ainsi que l'analogie proposée par Lysmer and Kuhlemeyer (1969), on montre que l'absorption d'énergie sismique par la sédimentation au fond du réservoir peut être approximée par une série d'amortisseurs visqueux placés dans la direction normale au fond du réservoir (Bouaa-nani et Lu (2009)). Ces amortisseurs visqueux sont illustrés dans les figures 4.4 et 4.5 avec les éléments poutres associés pour assurer la compatibilité entre le fluide et ces amortisseurs. La valeur d'amortissement $c^{(e)}$ correspondant à chaque élément poutre e de longueur $l^{(e)}$ peut alors s'exprimer en fonction de la masse volumique ρ_r , de la vitesse des ondes de compression C_r et du coefficient de réflexion α (défini dans le Chapitre 2) :

$$c^{(e)} = \rho_r C_r \left(\frac{1 + \alpha}{1 - \alpha} \right) \int_{-1}^1 N_b^T dr \quad (4.1)$$

Où N_b est la fonction isoparamétrique de l'élément poutre et r ses coordonnées paramétriques.

La méthode analytique, décrite dans le Chapitre 2, est programmée sur le logiciel MATLAB pour obtenir les spectres de plancher en tout point du barrage-poids. Le logiciel ADINA (2011) est utilisé pour discrétiser les barrages sans réservoir en un maillage composé d'éléments à 9 nœuds (identique aux structures sèches intégralement étudiées par la méthode des éléments finis), dans le but d'obtenir les modes, leur fréquence naturelle et les facteurs de participation modales correspondants. Un facteur d'amortissement hystérétique $\eta_d = 0.1$, équivalent à un amortissement modal de $\xi_d = 5\%$, est employé. La méthode analytique est utilisée à la suite pour évaluer l'effet du nombre de modes inclus dans l'évaluation des spectres de plancher.

4.2.3 Modèles des analyses linéaires étudiés

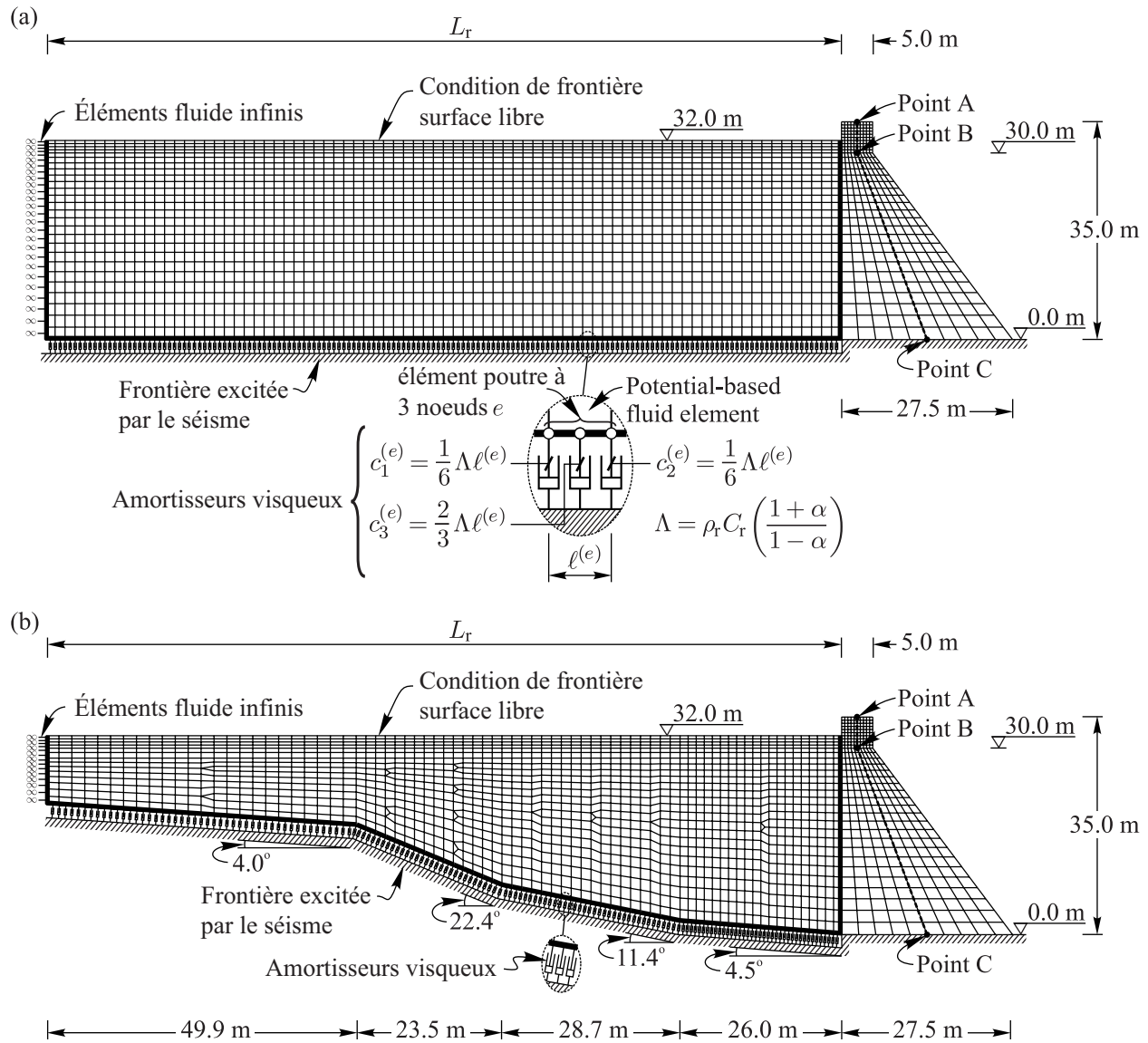
Les deux géométries de barrage employées pour les analyses linéaires de la méthodologie générale présentée ci-dessus sont deux barrages-poids ayant pour hauteur 35 m et 90 m qu'on nomme respectivement D1 et D2. Ces deux géométries vont permettre alors d'étudier l'effet de la dimension du barrage sur l'amplification de l'accélération au sol et les spectres de plancher.

Pour chaque barrage, deux géométries de réservoir, rectangulaire et irrégulière, sont considérées (voir figures 4.4 et 4.5). Un module d'élasticité $E_s = 25 \text{ GPa}$, un coefficient de Poisson $\nu_s = 0.2$, et une masse volumique du béton $\rho_s = 2400 \text{ kg/m}^3$ sont adoptés comme propriétés mécaniques des barrages D1 et D2. L'eau compressible du réservoir est modélisée au moyen d'une masse volumique de $\rho_r = 1000 \text{ kg/m}^3$ et un module de Bulk de $\mu_r = 2.07 \times 10^3 \text{ MPa}$ correspondant à une vitesse de propagation des ondes de $C_r = 1440 \text{ m/s}$. Dans le cas où l'eau est considérée incompressible, une très haute valeur du module de Bulk est employée.

Par simplicité de notation, on nomme, dans les sections suivantes, le barrage avec un réservoir vide comme étant une structure sèche et, inversement, le barrage avec un réservoir plein comme étant une structure mouillée.

4.2.4 Chargement sismique

Quatre séismes, dont l'historique des accélérations ainsi que les spectres d'accélération sont illustrés dans la figure 4.6, sont employés à la suite : (i) la composante horizontale du tremblement de terre de l'Imperial Valley (1940) à la station El Centro, (ii) la composante horizontale du tremblement de terre de Parkfield (1966) à la station Cholame numéro 5, (iii) la composante horizontale du tremblement de terre de Loma Prieta (1989) à la station Gilroy Array numéro 2 et (iv) la composante horizontale du tremblement de terre de Saguenay (1988) à la station Chicoutimi. Ces sollicitations sismiques ont été sélectionnées en considérant leur différence dans leur historique des accélérations et leur contenu fréquentiel (figure 4.6). L'effet de ces variations sur les spectres de plancher sera discutée tout au long de la section suivante. Seul le tremblement de terre de l'Imperial Valley (1940) est considéré pour les spectres de plancher provenant d'analyses non-linéaires. Notons par ailleurs que, nous intéressant à l'amplification de l'accélération sismique au sein de la structure, le chargement statique ne sera pas considéré par la suite, à l'exception des modèles non-linéaires. En effet, ce dernier, dans un modèle linéaire, ne fait que changer la position d'équilibre du barrage et n'impacte pas sur les accélérations.



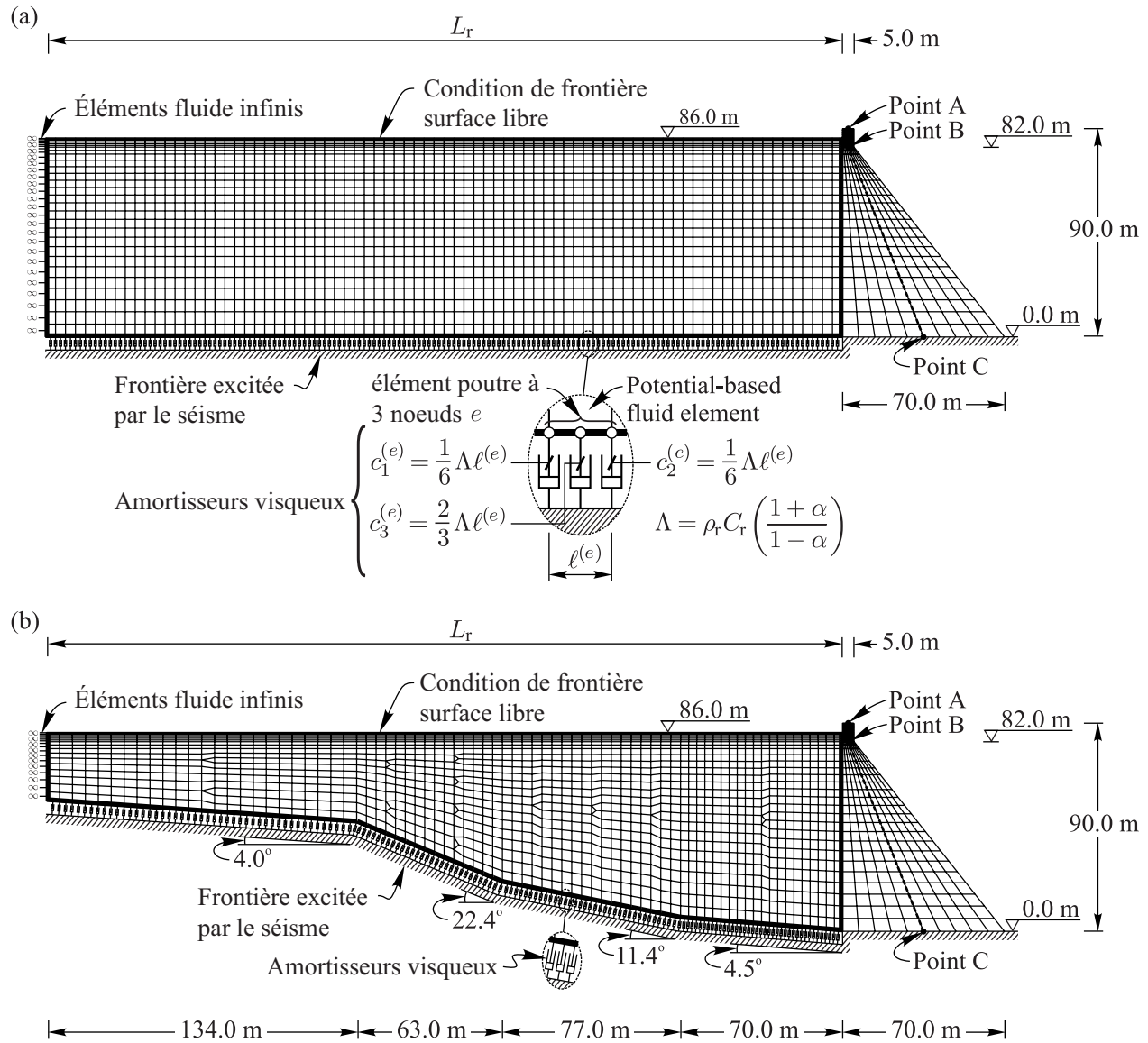


Figure 4.5 Dimensions du barrage D2 de 90 m de haut avec le réservoir : (a) rectangulaire, (b) et irrégulier géométriquement (tiré de Bouaanani et Renaud, 2013).

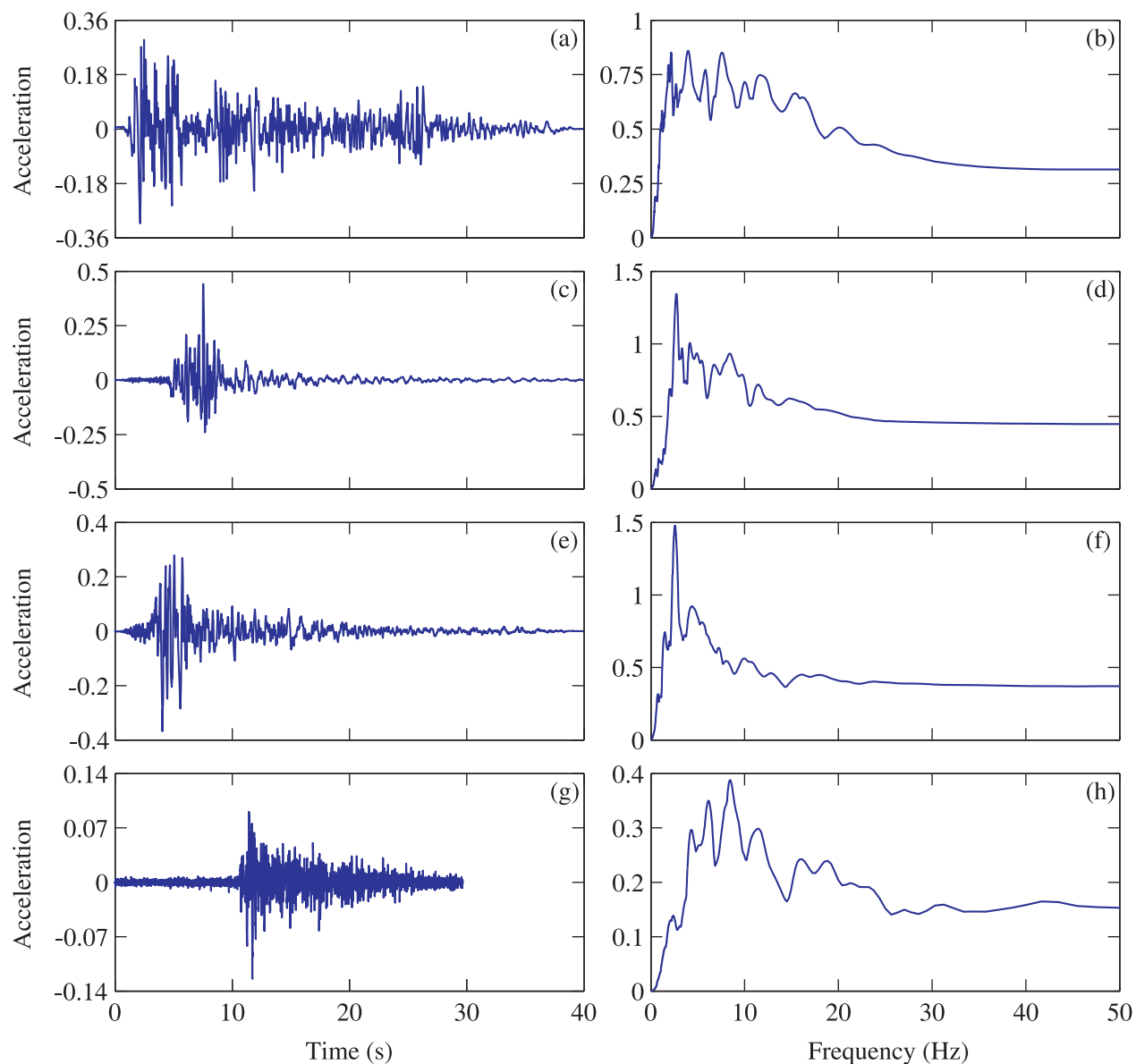


Figure 4.6 Historique des accélérations et spectre d'accélération des tremblements de terre considérés : (a) tremblement de terre de l'Imperial Valley (1940) composante horizontale à Elcentro ; (b) tremblement de terre de Parkfield (1966) composante horizontale à Cholame Array no. 5 ; (c) tremblement de terre de Loma Prieta (1989) composante horizontale à Gilroy Array no. 2 ; (d) tremblement de terre de Saguenay (1988) composante horizontale à Chicoutimi (tiré de Bouaanani et Renaud, 2013).

4.3 Résultats des analyses linéaires

4.3.1 Étude de convergence sur la longueur de troncation

L'emploi de la méthode des éléments finis impose de couper à une certaine distance L_r de la face amont du barrage le réservoir modélisé. Aussi, une étude de convergence est menée pour choisir judicieusement L_r . Pour se faire, trois distances sont étudiées : $L_r = 2H_r$; $L_r = 4H_r$ et $L_r = 20H_r$, où H_r est la hauteur du réservoir. Les figures 4.7 et 4.8 présentent les spectres de plancher obtenus en fonction de ces distances pour D1 et D2, pour un réservoir à géométrie régulière sans absorption des ondes sismiques par la sédimentation ($\alpha = 1$), soumis au séisme de l'Imperial Valley. Les spectres de plancher obtenus à la crête sont notés $\Gamma(H_s)$ et leurs courbes présentées sont non-dimensionnalisées, c'est à dire divisées par l'APR du séisme appliqué. La figure 4.7 indique clairement que la convergence est atteinte pour $L_r = 4H_r$.

La figure 4.8 présente les profils suivant la hauteur y du barrage des spectres du maximum des spectres de plancher $\Gamma(y)$ soumis au séisme de l'Imperial Valley. Comme pour la figure 4.7, les 3 mêmes longueurs de troncation L_r sont présentées. Pour obtenir les profils, les spectres sont déterminés sur la ligne passant par les deux segments AB et BC de D1 et D2 (voir figures 4.4 et 4.5). De même que précédemment, les pics des spectres de plancher, constituant les profils de la figure 4.8, sont non-dimensionnalisés en étant divisés par l'APR du séisme appliqué. Sur cette dernière figure, la convergence est confirmée pour une longueur de $L_r = 4H_r$ alors employée par la suite. Les modèles, étudiés dans les sections suivantes, emploient alors, respectivement, $L_r = 128.0$ m et $L_r = 344.0$ m pour les barrages-poids D1 et D2.

4.3.2 Effet de la géométrie du réservoir

Deux géométries de réservoir différentes, l'une rectangulaire, l'autre irrégulière, ont été présentées pour D1 et D2, respectivement, dans les figures 4.4 et 4.5. L'ensemble de ces systèmes est alors soumis aux sollicitations sismiques présentées dans la figure 4.6 : les composantes horizontales des séismes de l'Imperial Valley, de Parkfield, de Loma Prieta et de Saguenay. La figure 4.9 montre alors les spectres de plancher obtenus à la crête de D1 et D2 suivant la géométrie des réservoirs, considérés compressibles avec $\alpha = 1$. Les spectres de plancher obtenus avec la structure sèche des barrages sont ajoutés à titre de comparaison.

Se faisant, on remarque que l'interaction fluide-structure est généralement très significative sur les spectres de plancher tant pour D1 que pour D2. Ainsi, les charges hydrodynamiques ne peuvent être négligées seulement pour les systèmes secondaires dont la fréquence propre est inférieure à 1.5 Hz pour le séisme de l'Imperial valley, et inférieure à 4 Hz pour le séisme

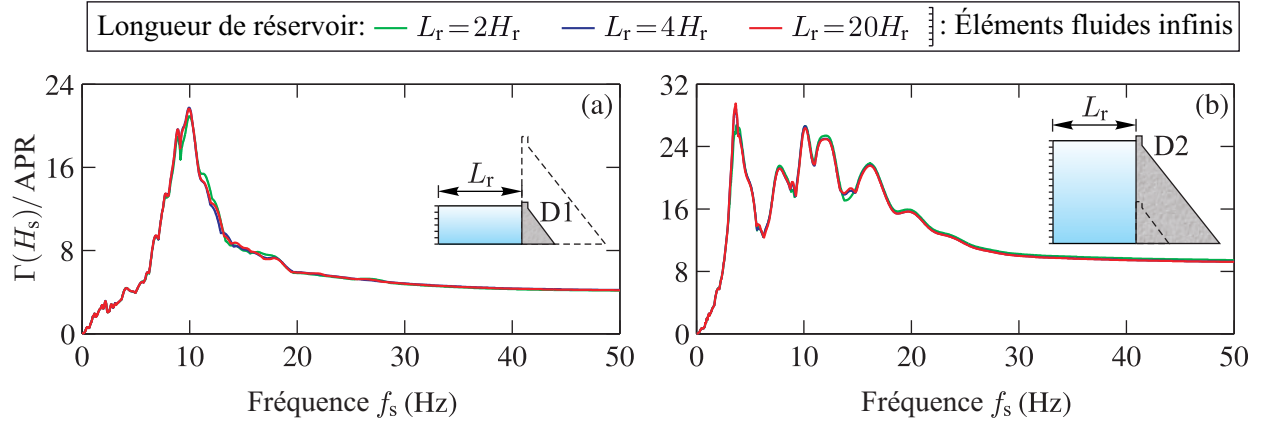


Figure 4.7 Spectres de plancher obtenus à la crête des barrages D1 et D2 soumis au tremblement de terre de l'Imperial Valley en considérant les longueurs de troncation du réservoir $L_r = 2H_r$, $L_r = 4H_r$ et $L_r = 20H_r$: (a) barrage D1, et (b) barrage D2 (tiré de Bouaanani et Renaud, 2013).

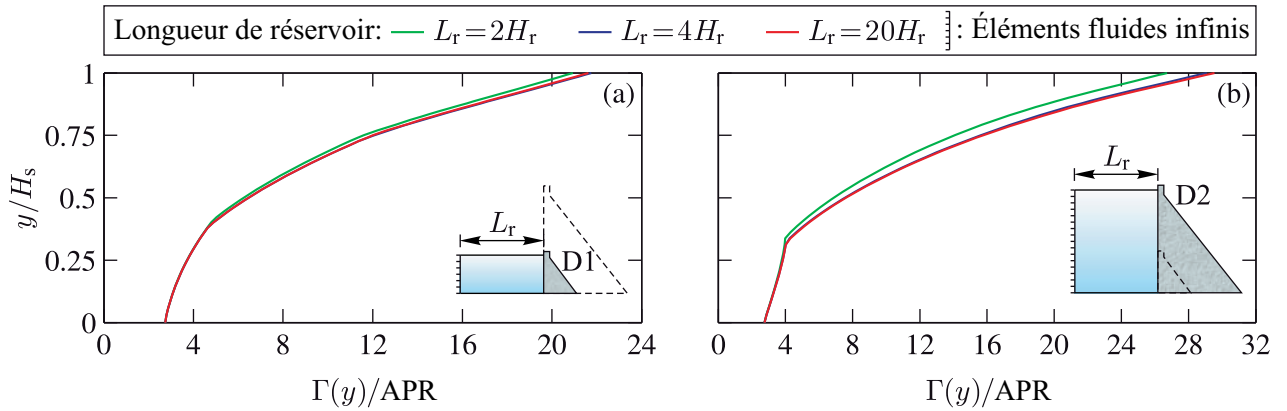


Figure 4.8 Profil des maximums des spectres de plancher suivant la hauteur des barrages D1 et D2 soumis au tremblement de terre de l'Imperial Valley en considérant les longueurs de troncation du réservoir $L_r = 2H_r$, $L_r = 4H_r$ et $L_r = 20H_r$: (a) barrage D1, et (b) barrage D2 (tiré de Bouaanani et Renaud, 2013).

du Saguenay. Au-delà de ces fréquences, l'interaction fluide-structure impacte autant sur l'amplitude que sur les propriétés fréquentielles (décalage des pics) des spectres de plancher. Aussi, plus un système secondaire est rigide, plus l'impact de l'interaction fluide structure sera élevée. Cette dernière peut, alors, aussi bien amplifier que réduire les spectres de plancher si on les compare à ceux de la structure sèche. Ce qui amène à la conclusion suivante intéressante : dans certains cas, la structure sèche est plus défavorable pour les spectres de plancher que la structure humide. Dans ce cas-ci, il devient inutile de modéliser l'interaction fluide-structure.

D'autre part, on note sur la figure 4.9 que la géométrie du réservoir peut avoir une influence variable. Ainsi, elle est clairement négligeable dans le cas du barrage D1 soumis à Parkfield. En revanche, une influence, pour ce barrage, pour les autres sollicitations sismiques, est visible au-delà de 15 Hz où l'irrégularité du réservoir génère un spectre de plancher plus élevé. Les différences, pour D1, se concentrent cependant entre 15 Hz and 25 Hz. Si on étudie D2, on note qu'en dessous de 5 Hz l'irrégularité de la géométrie du réservoir n'a aucun impact. Au-delà, cette dernière génère de plus grandes amplitudes sur les spectres de plancher.

Les résultats précédents se concentrent sur la réponse des spectres de plancher à la crête. Aussi, afin d'avoir une vue globale du comportement du barrage, la figure 4.10 présente le profil des spectres de plancher selon y pour chaque géométrie de réservoir (ainsi que pour la structure sèche). Dès lors, on note immédiatement que ces profils sont très sensibles aux propriétés du séisme appliqué, ainsi qu'à la dimension du barrage. Ainsi, pour D1, la prise en compte de l'interaction fluide-structure, dans le cas des séismes de Parkfield et de Saguenay, peut mener à l'amplification des spectres de planchers, comparés à ceux obtenus avec la structure sèche, de respectivement 130% et 65%, tandis que les différences entre profils restent mineures pour les séismes de l'Imperial Valley et de Loma Prieta. On notera que pour D1, la structure sèche est toujours le cas présentant la valeur minimale du profil des spectres de plancher au sommet. A contrario, pour D2, pour l'ensemble des séismes, le profil de spectre de plancher maximal à la crête est obtenu pour une structure sèche. Par ailleurs, l'amplification des spectres de plancher par rapport à la base du barrage varie énormément selon le séisme et selon l'état de la structure. Ainsi, la plus grosse amplification, pour la structure sèche, est obtenue pour D2 avec le séisme de Saguenay et, pour la structure humide, avec les séismes de l'Imperial Valley et de Parkfield.

Aussi, on note que la géométrie du réservoir, dans le cas où $\alpha = 1$, ne peut pas toujours être simplifiée de manière rectangulaire comme fait dans la plupart des analyses à l'heure

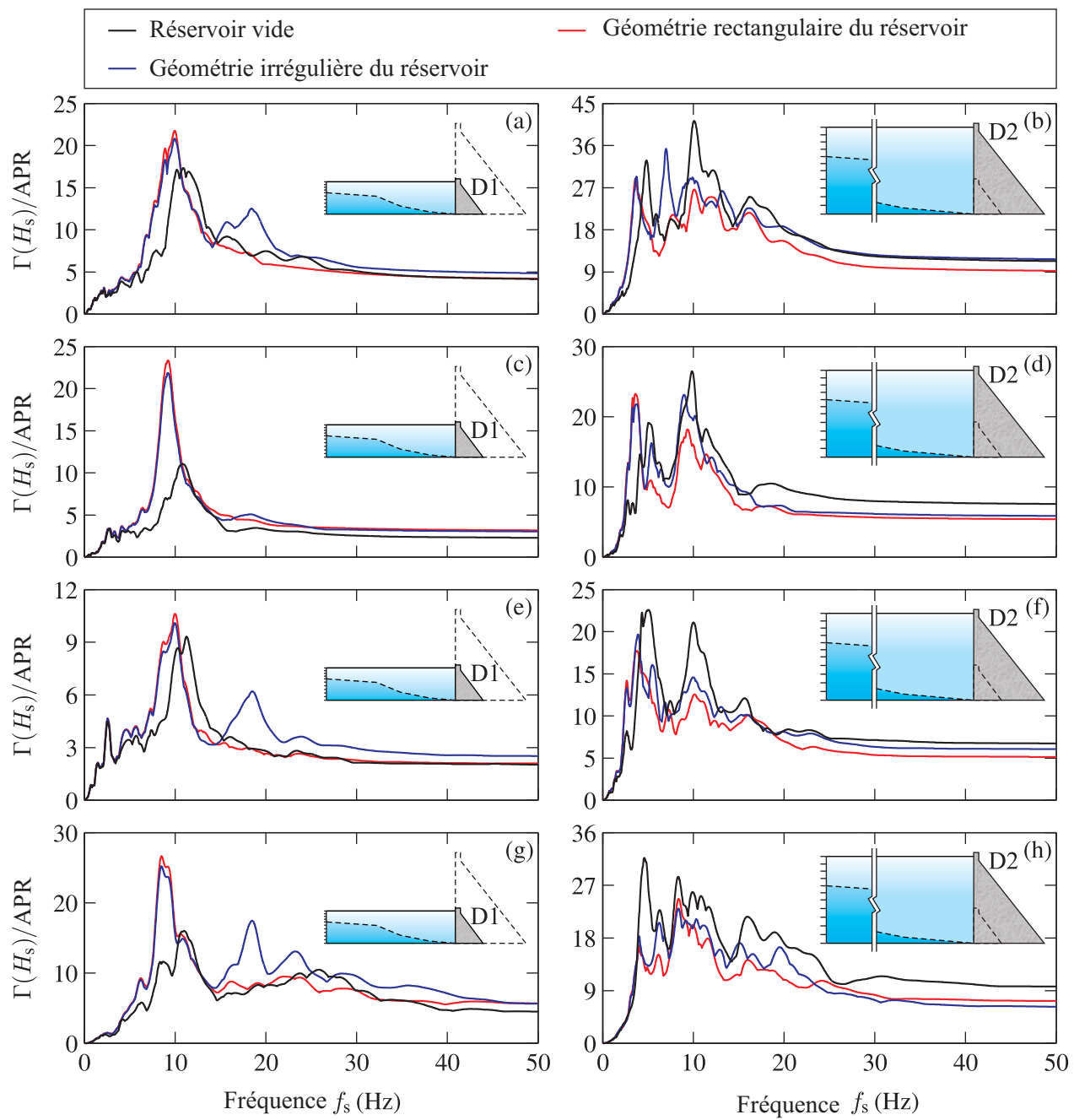


Figure 4.9 Spectres de plancher obtenus à la crête des barrages D1 et D2 avec réservoirs rectangulaires ou irréguliers géométriquement : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) ; et (g) et (h) séisme de Saguenay (1988) (tiré de Bouaanani et Renaud, 2013).

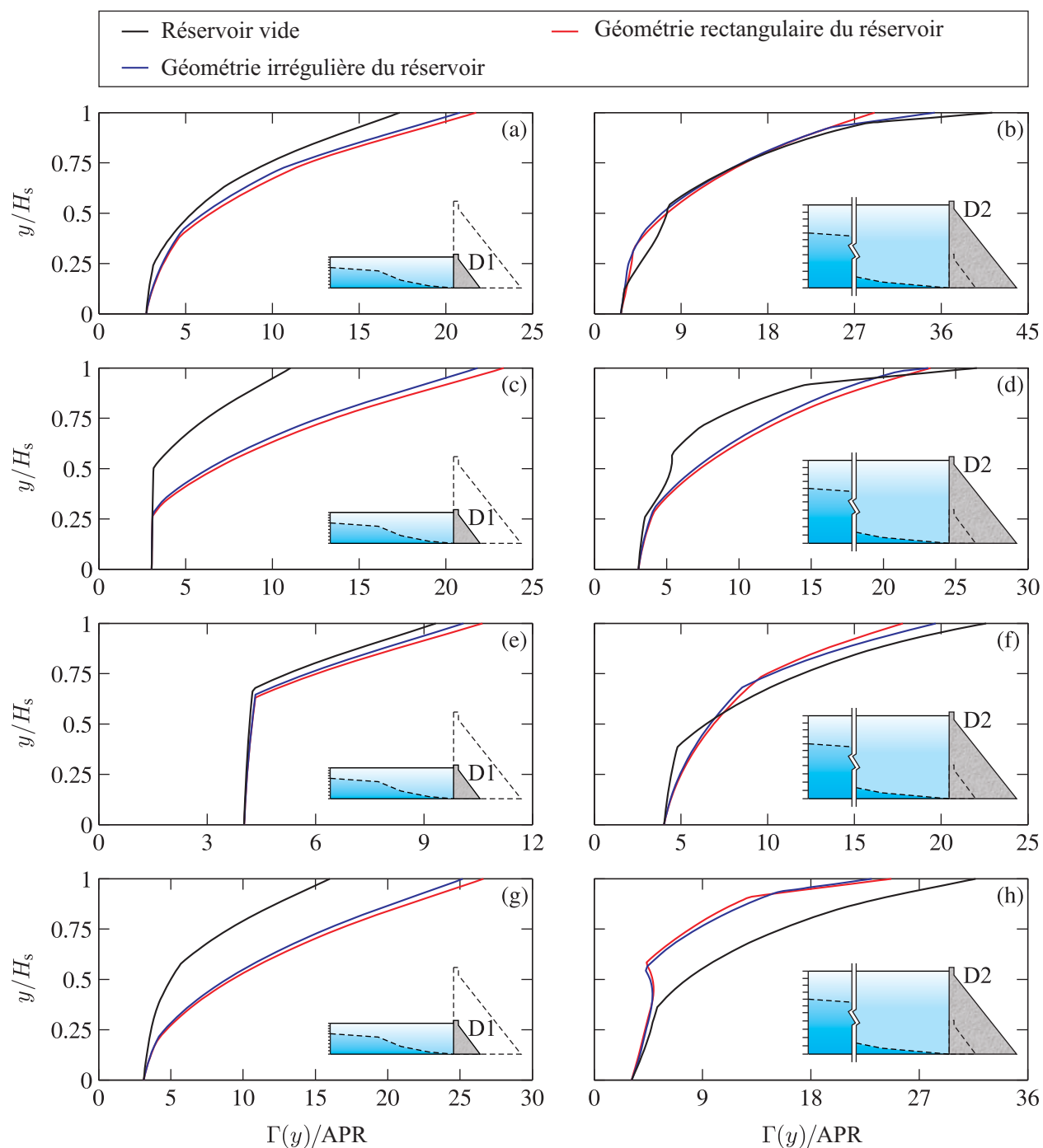


Figure 4.10 Profil des maximums des spectres de plancher suivant la hauteur des barrages D1 et D2 avec réservoirs rectangulaires ou irréguliers géométriquement : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) ; et (g) et (h) séisme de Saguenay (1988) (tiré de Bouaanani et Renaud, 2013).

actuelle. Cependant, cette influence est variable suivant la fréquence du système secondaire et peut, dans certains cas, être négligée. Par ailleurs, la prise en compte de l'interaction fluide-structure a un important impact sur l'amplification des spectres de plancher. Celle-ci peut être même parfois favorable : aussi, pour un dimensionnement de systèmes secondaires, le cas d'une structure sèche peut être considéré parfois comme étant le plus conservateur.

4.3.3 Effet de l'amortissement des ondes sismiques à la base du réservoir

Les figures 4.11 et 4.12 présentent respectivement l'effet de l'absorption des ondes sismiques par la sédimentation au fond du réservoir ($\alpha = 1.0$, $\alpha = 0.8$, $\alpha = 0.6$, $\alpha = 0.4$ et $\alpha = 0.2$) sur les spectres de plancher à la crête et sur le profil de ces derniers sur la hauteur du barrage, pour un réservoir rectangulaire, pour l'ensemble des quatres sollicitations sismiques. Les résultats pour les réservoirs à géométrie irrégulière sont présentés en Annexe A. On note alors que la zone de dissipation d'énergie sismique, sur les spectres de planchers de la figure 4.11, se concentre essentiellement sur les pics de résonance, notamment entre 8 Hz et 10 Hz pour D1. Pour ce barrage-ci, on note d'ailleurs que le spectre de plancher augmente suivant que la capacité d'amortissement de l'interface réservoir-fondation diminue. La courbe correspondant à $\alpha = 1.0$ est, par ailleurs, beaucoup plus distincte que les autres. En ce qui concerne D2, les mêmes observations peuvent être faites pour les séismes de l'Imperial Valley et de Parkfield. En revanche, pour les séismes de Loma Prieta et de Saguenay, le réservoir sans amortissement des ondes sismiques à l'interface avec la fondation ($\alpha = 1.0$) ne donne pas le spectre de plancher le plus élevé : le cas $\alpha = 1.0$ n'est donc pas forcément le plus conservateur, cela dépend, encore une fois, de la dimension de l'ouvrage et des propriétés du séisme. En regardant les figures A.9 et A.10 en Annexe A, on note par ailleurs que la géométrie du réservoir peut être négligée dans tous les cas sauf $\alpha = 1.0$. Ainsi, pour le barrage D1, la dissipation d'énergie à la base du réservoir atténue fortement, au delà 15 Hz l'effet de l'irrégularité géométrique de ce dernier.

La figure 4.12 présente le profil des spectres de plancher selon y pour les différentes valeurs de $\alpha = 1.0$ (ainsi que pour la structure sèche). A l'exception du barrage D2 soumis aux séismes de Loma Prieta et de Saguenay, on remarque, comme précédemment, que plus α est élevé, plus les spectres de plancher sont élevés. On note aussi que les profils des spectres de plancher varient toujours de manière importante en fonction du séisme appliqué. Ainsi, l'amplification maximale des spectres de plancher, à la crête par rapport à la base, pour le barrage D1, varie de 10 fois pour le séisme de Loma Prieta à 27 fois sous l'effet du séisme de Saguenay.

Aussi, on note que la réponse dynamique d'un système secondaire au sein d'un barrage

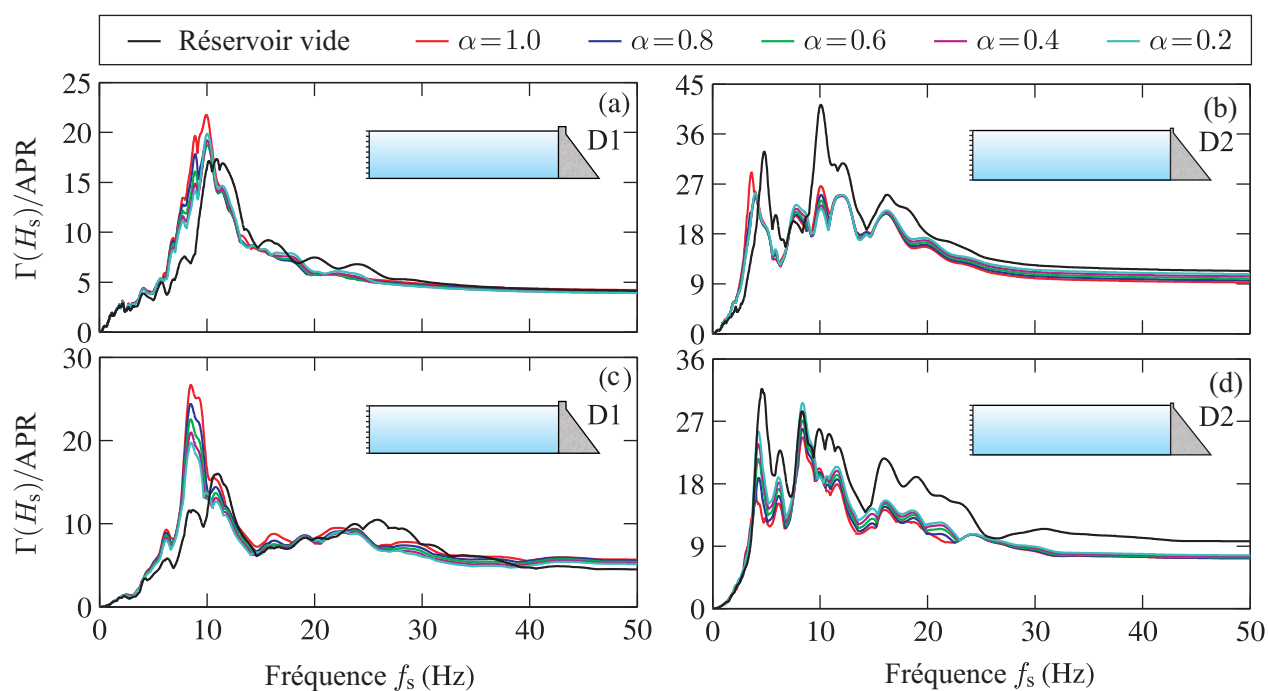


Figure 4.11 Effet de l'amortissement des ondes sismiques à la base du réservoir sur les spectres de plancher à la crête des barrages D1 et D2 : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; et (c) et (d) séisme de Saguenay (1988) (tiré de Bouaanani et Renaud, 2013).

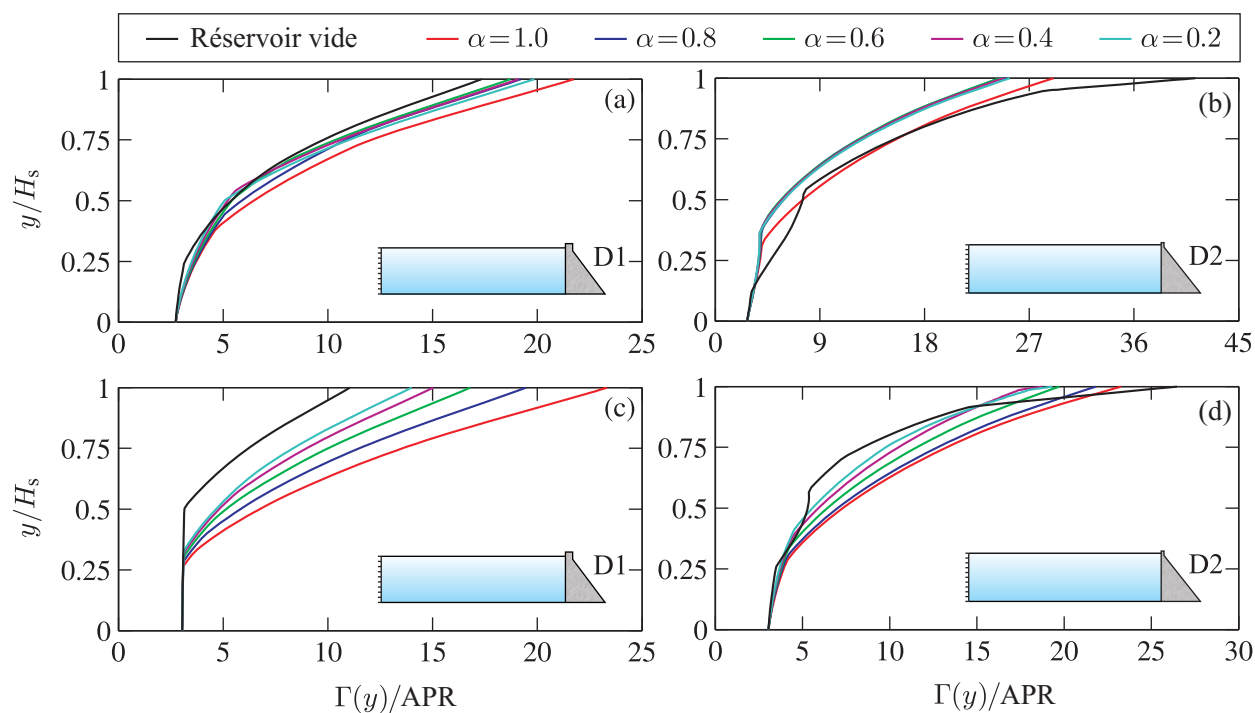


Figure 4.12 Effet de l'amortissement des ondes sismiques à la base du réservoir sur les profils des maximum de spectres de plancher le long de la hauteur des barrages D1 et D2 : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; et (c) et (d) séisme de Saguenay (1988) (tiré de Bouaanani et Renaud, 2013).

poids peut être affectée par la dissipation d'énergie à la base du réservoir due à la présence de sédiments. Cependant, dans la majorité des cas, le résultat le plus conservateur est obtenu pour une interface réservoir-fondation réfléchissant intégralement les ondes sismiques ($\alpha = 1.0$). Par ailleurs, considérer ne serait-ce que légèrement l'amortissement des ondes sismiques à la base du réservoir atténue fortement l'effet de l'irrégularité géométrique de ce dernier.

4.3.4 Effet de la compressibilité de l'eau

Les résultats précédents ont été obtenus en assumant que l'eau du réservoir était compressible. Dans cette section, nous étudions cette hypothèse réaliste en la comparant avec des cas simplifiant les modèles : (i) l'eau du réservoir est supposée incompressible et (ii) les charges hydrodynamiques sont modélisées au moyen de la formulation de Westergaard (non considération ni de la compressibilité de l'eau, ni de la déformabilité du barrage).

Les figures 4.13 et 4.14 montrent clairement la haute sensibilité des spectres de planchers aux hypothèses faites ci-dessus sur les propriétés du réservoir. Ainsi, la compressibilité de l'eau affecte différemment la réponse des systèmes secondaires suivant leur fréquence propre et les dimensions de la structure primaire. On remarque, par ailleurs, que la géométrie du réservoir n'a quasiment aucun effet sur les spectres de plancher lorsque le réservoir est supposé incompressible (voir figures A.13 et A.14 en Annexe A).

L'hypothèse donnant la valeur du spectre de plancher la plus élevée à la crête varie en fonction du séisme appliqué (voir détail de l'analyse en Annexe A). Aucune corrélation sur ce point ne peut donc être faite à ce niveau. Par ailleurs, cela démontre encore une fois l'impact majeur des hypothèses de l'interaction fluide-structure sur les spectres de plancher. Toutefois, on note que pour les très basses et les hautes fréquences, l'écart entre les différents spectres pris à la crête tend à diminuer. Une grande attention doit donc être portée, pour l'évaluation des systèmes secondaires, sur les hypothèses de modélisation choisies entre les masses ajoutées de Westergaard et la compressibilité de l'eau du réservoir.

4.3.5 Effet des modes supérieurs de la structure en béton du barrage

Dans la présente section, la méthode analytique est employée. Aussi, une étude de convergence est menée sur Ns , le nombre de mode à considérer pour réaliser l'analyse dynamique du barrage-poids (avec et sans réservoir). Cette étude de convergence permet notamment d'étudier les modes supérieures de la structure du barrage. Les figures 4.15 et 4.16 présentent ainsi différentes courbes de spectre de plancher à la crête de, respectivement, D1 et D2, sou-

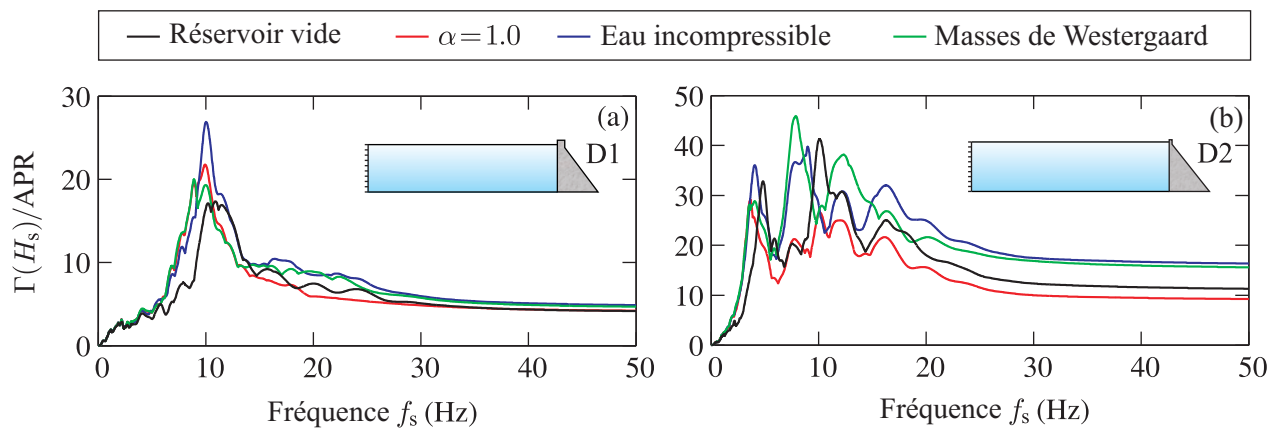


Figure 4.13 Effet de l'amortissement des ondes sismiques à la base du réservoir sur les spectres de plancher à la crête des barrages D1 et D2 : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) (tiré de Bouaanani et Renaud, 2013).

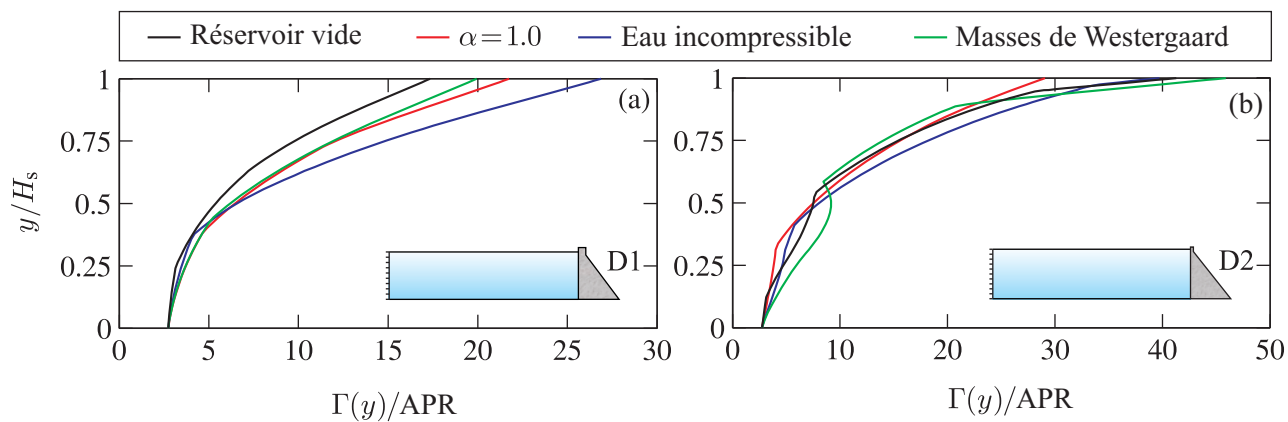


Figure 4.14 Effet de l'amortissement des ondes sismiques à la base du réservoir sur les profils des maximum de spectres de plancher le long de la hauteur des barrages D1 et D2 : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) (tiré de Bouaanani et Renaud, 2013).

mis au séisme de l'Imperial Valley pour : $N_s = 1$, $N_s = 3$, $N_s = 5$ et $N_s = 7$ (les courbes pour les trois autres séismes sont données en Annexe A).

On remarque ainsi, immédiatement, que le nombre de modes à inclure dans la méthode analytique dépend directement de la flexibilité du barrage-poids. En effet, plus celui-ci est grand, plus sa rigidité diminue (la période fondamentale de son premier mode augmente). Ainsi, concrètement, deux modes sont suffisants pour analyser le plus petit des deux barrages, D1, pour tous les séismes sauf celui de Saguenay. En effet, ce dernier étant de la côte Est Nord-Américaine, son contenu fréquentiel est plus élevé et sollicite davantage les seconds modes. Il faut donc, au minimum, 5 modes pour évaluer D1 soumis au séisme du Saguenay (voir détail en Annexe A). Ces observations peuvent être faites que le barrage soit avec ou sans réservoir appliqué, ou en observant le profil des maximum de spectre de plancher selon y (figures 4.17 et 4.18).

En revanche, le barrage D2 est plus grand donc plus flexible. Ses modes secondaires prennent plus d'importance, même en cas de séisme de la côte Ouest Nord-Américaine. C'est pour cela que, quelque soit les cas, il est nécessaire d'employer au minimum, pour un système secondaire ayant une période propre supérieure à 5 Hz, 5 modes pour l'évaluation sismique du barrage D2. En fait, simplifier le comportement structural de ce barrage, pour tous les séismes étudiés, à son mode fondamental est rarement suffisant. Ceci est d'autant plus remarquable avec le séisme du Saguenay dont le contenu fréquentiel est plus élevé.

Aussi, de manière générale, le mode fondamental du barrage est suffisant pour une analyse employant les spectres de plancher seulement pour les systèmes secondaires ayant une basse fréquence. Pour ceux ayant une fréquence plus élevée, un certain nombre N_s de modes devra être considéré, ce nombre dépendant alors de la flexibilité, donc, plus simplement, de la hauteur de l'ouvrage.

4.4 Proposition de la fonction de Réponse Fréquentielle de Plancher

Jusqu'à présent, nous avons caractérisé, au moyen d'analyses dynamiques linéaires, la sensibilité des spectres de plancher à certaines hypothèses de modélisation, notamment concernant l'interaction fluide-structure. Nous avons alors pu remarquer que, sous certaines conditions, plusieurs d'entre elles étaient cruciales pour une bonne évaluation sismique d'un système secondaire au sein d'un barrage-poids.

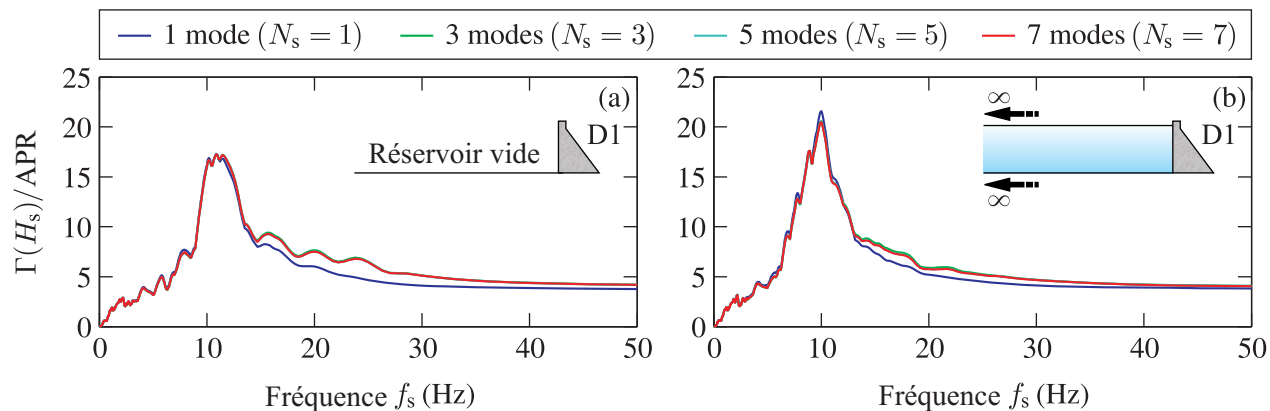


Figure 4.15 Effet des modes supérieurs de la structure en béton du barrage sur les spectres de plancher à la crête du barrage D1, structures sèche et humide : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) (tiré de Bouaanani et Renaud, 2013).

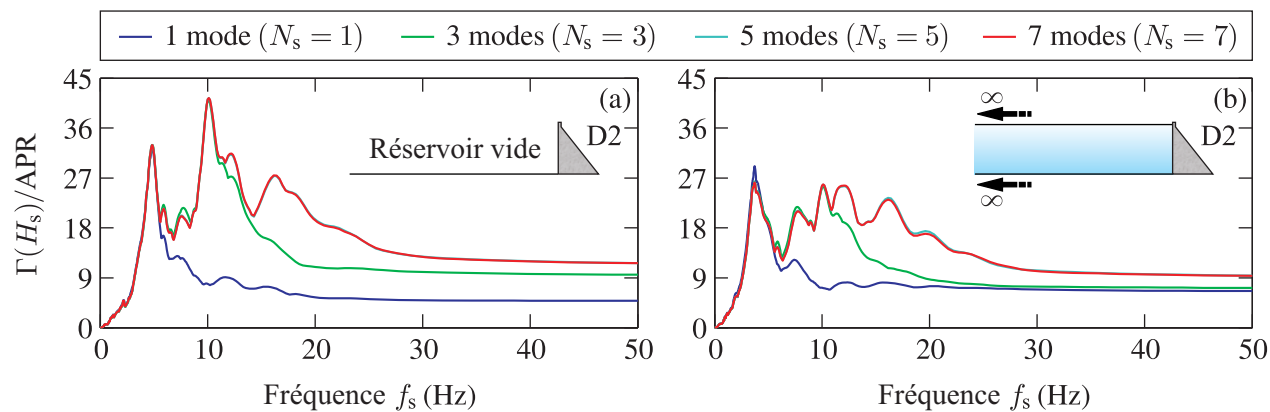


Figure 4.16 Effet des modes supérieurs de la structure en béton du barrage sur les spectres de plancher à la crête du barrage D2, structures sèche et humide : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) (tiré de Bouaanani et Renaud, 2013).

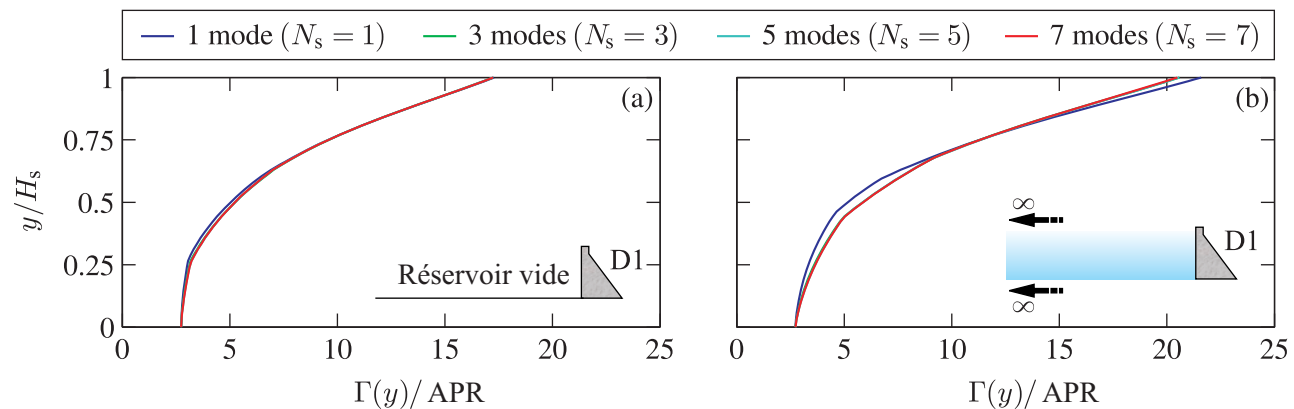


Figure 4.17 Effet des modes supérieurs de la structure en béton du barrage sur les profils des maximum de spectres de plancher le long de la hauteur du barrage D1, structures sèche et humide : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) (tiré de Bouaanani et Renaud, 2013).

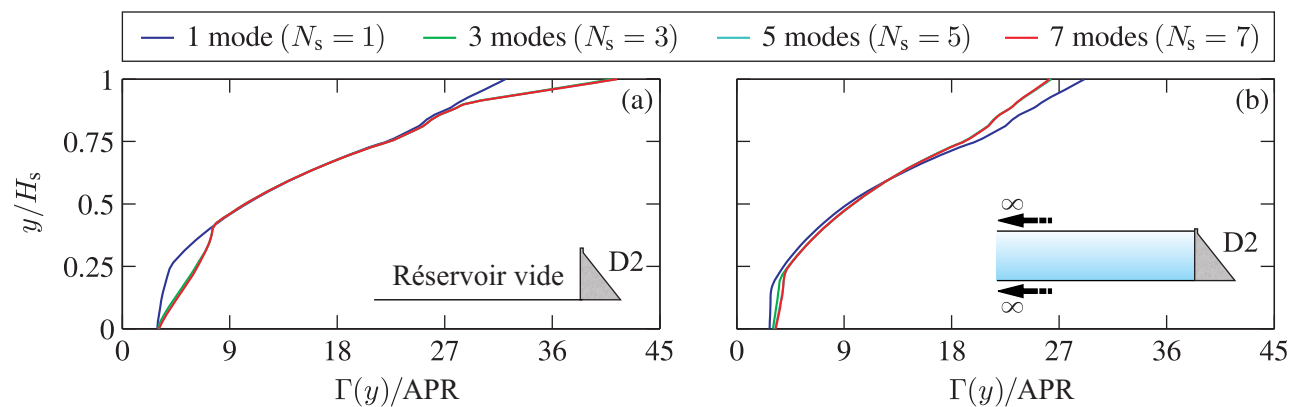


Figure 4.18 Effet des modes supérieurs de la structure en béton du barrage sur les profils des maximum de spectres de plancher le long de la hauteur du barrage D2, structures sèche et humide : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) (tiré de Bouaanani et Renaud, 2013).

Cependant, les analyses temporelles peuvent être longues à concevoir et rouler, d'autant plus que chaque séisme nécessite une analyse dédiée. En outre, certaines régions géographiques disposent de peu de séismes historiques enregistrés. Il est donc intéressant de formuler une méthode, pour l'ingénieur structure, permettant de faire une évaluation préliminaire, sans utilisation de séisme, étudiant la sensibilité des systèmes secondaires aux différentes hypothèses de modélisation. Cette analyse préliminaire lui permettra alors de choisir de manière avisée quelles hypothèses suivre pour une analyse plus avancée.

En ce qui concerne l'évaluation sismique du barrage-poids en lui-même, la formulation analytique employée ci-avant permet d'obtenir la fonction de réponse fréquentielle de l'ouvrage (FRF). Celle-ci donne l'accélération maximale du barrage en fonction de ω_s , la fréquence naturelle de la sollicitation sinusoidale d'amplitude unitaire excitant la base de ce dernier. Aussi, nous proposons, dans ce cadre, la fonction de réponse fréquentielle de plancher (FFRF) qui donne l'accélération maximale du système primaire (le barrage) couplé au système secondaire en fonction de ω_s . Le détail de cette formulation, où l'on considère toujours le système secondaire comme étant un système à un degré de liberté caractérisé par une fréquence propre, est donné en Annexe A.

En Annexe A, un exemple de l'utilisation de cette méthode est donné avec deux systèmes secondaires de fréquence propre, respectivement, 5 Hz et 15 Hz. Les résultats sont données en figure A.21. On note qu'à chaque FFRF correspond un unique système secondaire. Cette méthode est donc bien adaptée à titre préliminaire si la fréquence propre de ce dernier est connue. De plus, on note que les pics principaux observables sur les FRF correspondent à la fréquence propre du système secondaire mais aussi aux fréquences modales du système barrage-réservoir. Une analyse détaillée est proposée en Annexe A. La conclusion est que les FFRFs sont une méthode adaptée pour évaluer, à titre préliminaire, la sensibilité des spectres de plancher. Notons toutefois que cette technique ne peut être appliquée pour des analyses non-linéaires telles que présentées à la suite.

4.5 Résultats des analyses non-linéaires

La présente section reprend les 18 modèles non-linéaires du B27_{IRREG} (de M1 à M18) utilisés précédemment dans le cadre de l'analyse paramétrique sur ϕ , c et f_t , afin d'étudier l'effet des non-linéarités sur le spectre de plancher à la crête d'un barrage-poids. La formulation de Westergaard est donc utilisée ici pour modéliser la charge hydrodynamique sous l'effet du tremblement de terre de l'Imperial Valley (1940) dont les composantes horizontales

et verticales sollicitent le système.

L'effet de la fissuration, du balancement et du glissement du barrage-poids (les non-linéarités prises en compte par le modèle d'éléments finis) sont étudiées par le biais des différentes valeurs de cohésion et de résistance à la traction considérées à l'interface barrage-fondation. Celles-ci, de même que les valeurs de glissement et de $FSG(t)$ minimales, ont été présentées précédemment pour chacun des 18 modèles (voir Tableaux 3.1 et 3.2). La figure 4.19 présente alors les spectres de plancher obtenus pour chaque modèle à la crête du B27_{IRREG}.

On remarque que les spectres de plancher sont extrêmement sensibles aux non-linéarités se produisant à l'interface barrage-fondation, donc aux valeurs des propriétés physiques de celle-ci. En effet, les allures et amplitudes de ceux-ci varient beaucoup suivant les valeurs de c , f_t et ϕ . Toutefois, quelques phénomènes sont constatables.

Les cas où du glissement se produit ($c = 10$ kPa), les spectres de plancher à la crête sont fortement atténués dans les basses fréquences tandis qu'au delà de 25 Hz ils sont fortement amplifiés. Ainsi, pour chaque spectre correspondant à un cas de glissement, un nouveau pic apparaît entre 30 et 40 Hz. Plus le glissement résiduel est important, plus la valeur maximale de ce pic augmente. Ainsi, le glissement de la structure primaire aura probablement un effet bénéfique sur les spectres de plancher en l'isolant à sa base. Toutefois, une attention particulière doit être portée sur les structures secondaires ayant des fréquences propres très élevées, du même ordre de grandeur que les seconds modes de la structure primaire.

Par ailleurs, les cas de B27_{IRREG} correspondant à $f_t = 2000$ kPa et $c \geq 500$ kPa, sur les figures 4.19 (e) et (f), présentent des spectres de plancher identiques. L'interface barrage-fondation étant extrêmement résistante dans ces cas, aucune non-linéarité ne s'y produit. En revanche, une résistance à la traction plus faible, même en cas d'absence de glissement, peut induire un balancement de la structure primaire. Aussi de nettes différences sont constatables entre les spectres de plancher correspondant à $f_t = 500$ kPa et ceux à $f_t = 2000$ kPa.

Si aucun glissement ne se produit, les non-linéarités n'ont aucun effet sur les spectres de plancher en-dessous de 5 Hz. Ces cas correspondent probablement à une cohésion peu dégradée à l'interface barrage-fondation. Aussi, une grande sensibilité à la valeur de f_t est constatable. En effet, si f_t est faible, cela implique une plus grande fissuration à la fondation dissipant l'énergie sismique. Aussi, de manière générale, plus la résistance de l'interface

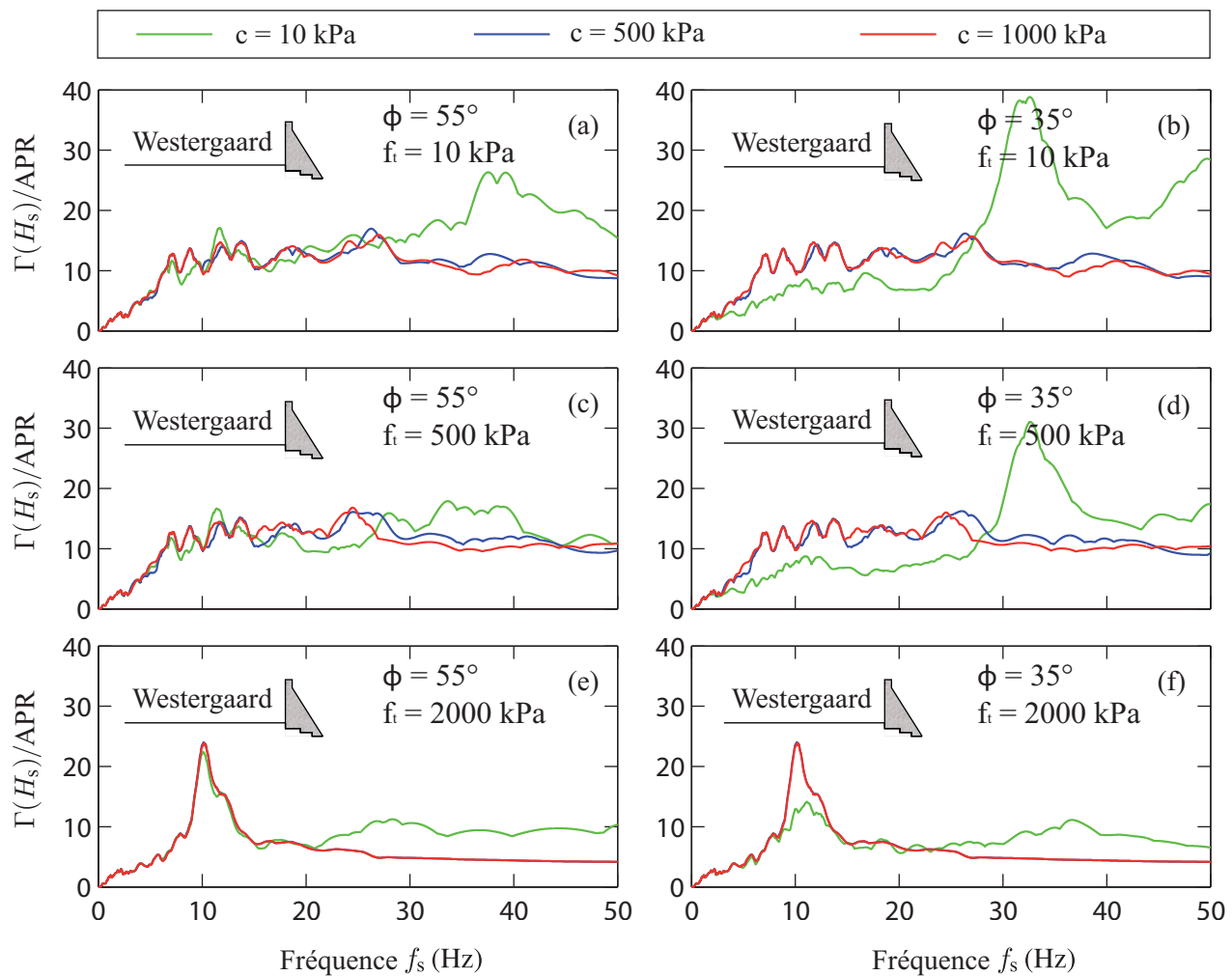


Figure 4.19 Effet de la fissuration et du glissement à l'interface barrage-fondation sur les spectres de plancher à la crête du barrage B27_{IRREG}, avec réservoir, avec un angle de friction de 55° et 35° : (a) et (b) $f_t = 10$ kPa ; (c) et (d) $f_t = 500$ kPa ; (e) et (f) $f_t = 2000$ kPa ; soumis au séisme de l'Imperial Valley (1940).

barrage-fondation est faible, plus l'amplitude des spectres de plancher diminue. Cependant, cela implique aussi l'apparition de pics secondaires dans les basses fréquences. Ainsi, les résultats obtenus avec l'interface ayant la plus haute résistance ne sont pas forcément les plus conservateurs, même si les non-linéarités dissipent bien de l'énergie sismique.

A titre de conclusion, le glissement implique une diminution de l'amplitude des spectres de plancher, sauf à partir de 25 Hz où le phénomène inverse se produit. Il y a donc un effet direct des paramètres et du comportement non-linéaire à l'interface barrage-fondation. Le balancement du barrage a, lui aussi, un effet. Cependant il est plus difficile, alors, de connaître le cas donnant le résultat le plus conservateur, ceci dépendant fortement de la fréquence propre du système secondaire. En outre, si les spectres de plancher sont très sensibles aux valeurs de c , f_t et ϕ , ces dernières sont très incertaines.

4.6 Conclusions

A titre de conclusion, il apparaît évident que l'interaction fluide-structure a des effets notables sur l'évaluation des spectres de plancher. Celle-ci doit donc être considérée avec attention. En outre, l'absence de réservoir pouvant donner parfois les efforts les plus élevés au sein du système secondaire étudié, celle-ci doit être considérée comme un des cas possibles. C'est pourquoi, pour évaluer l'impact de ces différentes situations, une nouvelle méthode a été proposée. En outre, la fréquence propre et la position sur la hauteur du barrage du système secondaire influencent énormément sa réponse sismique amplifiée. Dès lors, il peut devenir impératif d'employer des analyses de degré élevé pour évaluer la sécurité du barrage-poids à ce type de défaillances. Enfin, une grande sensibilité des spectres de plancher aux non-linéarités à l'interface barrage-fondation a été démontrée. Celle-ci, au regard de l'incertitude sur les paramètres physiques employés, doit être considérée avec attention si la fréquence propre du système secondaire est très élevée. En revanche, la dissipation d'énergie à l'interface barrage-fondation a un effet favorable sur les spectres de plancher dans les basses fréquences.

CHAPITRE 5

DISCUSSIONS

5.1 Objectif général

Au cours des précédents chapitres, nous avons dû employer diverses méthodes plus ou moins sophistiquées. Ainsi, nous avons développé des modèles prenant en compte le comportement non-linéaire de l'interface barrage-fondation sous l'effet d'un séisme. Puis, nous avons caractérisé l'impact des différentes hypothèses portant sur l'interaction fluide-structure en les appliquant à la méthode des spectres de plancher. Ces méthodes ont été mises en application sur plusieurs barrages-poids. Cependant, celles-ci peuvent paraître complexes au regard de l'ingénieur en structure dont le pragmatisme s'attache à trouver efficacement des solutions aux difficultés causées par l'évaluation de la sécurité.

Ce chapitre propose donc une discussion quant à l'emploi de méthodes de niveau III et IV et d'hypothèses de modélisation avancées. Il se découpe notamment en deux sections. Dans la première, il reprend le barrage modélisé dans le Chapitre 3 et l'analyse suivant la méthode de l'approche progressive, telle que couramment pratiquée par l'ingénieur en structure. Il conclut alors sur le gain des analyses non-linéaires et des conditions où il est souhaitable de l'appliquer. Dans la seconde, il critique les sources d'imprécisions impactant sur les analyses de glissement et de spectre de plancher, afin de poser certaines mises en garde quant à l'emploi de ces dernières.

5.2 Gain des analyses de niveaux III et IV

Le barrage-poids modélisé dans le Chapitre 3 est analysé, ici, suivant la méthode de l'approche progressive. Les analyses de niveaux I et II sont effectuées au moyen de la méthode gravitaire (avec le logiciel CADAM, Leclerc *et al.*, 2003), employant alors la géométrie de l'interface barrage-fondation simplifiée du B27_{REG1}. Certes, il a été démontré au Chapitre 3 que cette simplification était erronée, mais ce fut au moyen d'analyses non-linéaires de niveau IV, difficilement accessibles à l'ingénieur en structure. Celui-ci peut donc être tenté de simplifier la fondation en un plan de rupture rectiligne incliné tel que montrée en Fig. 3.5 (b). La méthode des éléments finis (M.E.F.), lorsqu'elle est applicable, est aussi employée, à titre de comparaison à ces niveaux, avec le B27_{IRREG}. Enfin une ébauche d'analyse dynamique

linéaire - de niveau III - est présentée à la fin, à titre complémentaire.

En effet, cette section est aussi l'occasion de réaliser un exemple pratique illustrant l'état de l'art, présenté au Chapitre 2, des outils d'analyse de la stabilité au glissement d'un barrage-poids. Ceci permet alors de relativiser la validité et la complexité des différentes méthodes simplifiées au regard des techniques de modélisation avancées.

5.2.1 Chargements à considérer pour les analyses de niveaux I et II

De manière générale, suivant la présentation de l'analyse progressive réalisée au Chapitre 2, deux cas de chargements sismiques sont à distinguer : le chargement dynamique et le chargement pseudo-statique (ou pseudo-dynamique). Le premier, s'exprimant selon le temps, a été vu au Chapitre 3. Le second, utilisé pour les analyses de niveaux I et II, consiste en les combinaisons suivantes de charges constantes selon le temps (dont font partie les charges sismiques) :

Combinaison de charges N1 (statique) : $1H_s + 1W + 1U$;

Combinaisons de charges E1, E2, E3 et E4 : $1H_s + 1W + 1U \pm 1E_H \pm 0.3E_V$;

Où H_s est la résultante des pressions hydrostatiques, W le poids propre du barrage-poids, U la résultant des sous-pressions, E_H la charge due à l'accélération sismique horizontale, E_V la charge due à l'accélération sismique verticale. L'orientation de ces charges pour chaque combinaison est rappelée sur la Fig. 5.1. Le spectre repris pour l'analyse de niveau II est celui du séisme de l'Imperial Valley montré à la Fig. 3.5. Remarquons que ce dernier présente les caractéristiques d'un séisme de la côte Ouest Nord-Américaine. L'APR correspondant à ce spectre permet de déduire les valeurs prises par les accélérations horizontales, \ddot{u}_{gh} , et verticales, \ddot{u}_{gv} , employées par les analyses pseudo-statiques (voir Tab. 5.1).

Pour le chargement pseudo-dynamique, la méthode de Chopra permet de déterminer la période du premier mode du système barrage-réservoir à $T_1 = 0.081$ s, ainsi que l'amortissement correspondant, $\xi_1 = 5.4\%$ (la période fondamentale du barrage sec, dont l'amortissement est de 5%, est de 0.073 s). À 0.081 s, l'accélération du spectre sismique est égale à environ $a_s = 0.65$ g, avec un amortissement de 5%. Si on considère l'amortissement de $\xi_1 = 5.4\%$, avec $T_1 < 0.5$ s, on a (formule de Newmark et Hall, 1984) :

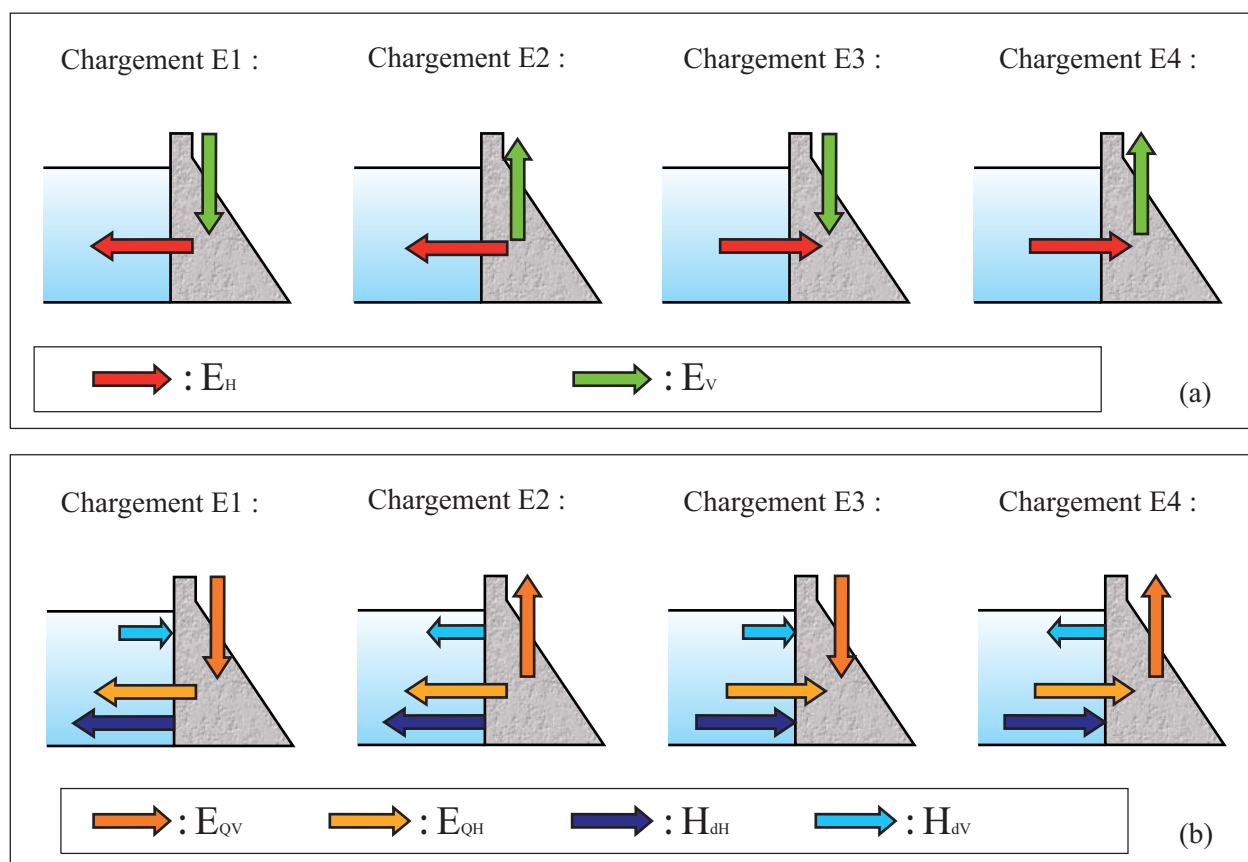


Figure 5.1 Orientation des charges sismiques suivant les combinaisons (a) E_H et E_V et (b) de E_{QH} et E_{QV} , les forces d'inertie, respectivement, horizontales et verticales induites par le séisme dans le barrage, et H_{dH} et H_{dV} , les forces hydrodynamiques dues à, respectivement, \ddot{u}_{gh} et \ddot{u}_{gv} .

Tableau 5.1 Valeurs prises par les accélérations sismiques suivant les combinaisons de charges pour l'analyse de niveau I (incluant, dans le cas de l'accélération verticale, le facteur de pondération de 0.3).

Type d'accélération (en g)		Comb. E1	Comb. E2	Comb. E3	Comb. E4
De pointe	\ddot{u}_{gh}	-0.313	-0.313	0.313	0.313
	\ddot{u}_{gv}	-0.062	0.062	-0.062	0.062
Soutenue	\ddot{u}_{gh}	-0.209	-0.209	0.209	0.209
	\ddot{u}_{gv}	-0.041	0.041	-0.041	0.041

$$Sa(T_1) = a_s(1.517 - 0.321 \ln(100\xi_1)) \quad (5.1)$$

On obtient ainsi $Sa(T_1) = 0.63$ g. L'accélération spectrale de pointe, pour le niveau II, est donc de 0.63 g et l'accélération spectrale soutenue est de 0.42 g. Notons que les sous-pressions et autres charges statiques sont calculées de la même manière qu'au Chapitre 3.

5.2.2 Exemple d'analyse gravitaire : niveau I

Le barrage-poids est d'abord étudié au moyen du modèle B27_{REG1} soumis à une analyse gravitaire (logiciel CADAM). Les Facteurs de Sécurité au Glissement ainsi obtenus, avec une accélération soutenue, sont présentés dans le Tab. 5.2.

Tableau 5.2 Valeurs de FSG données par l'analyse gravitaire (niveau I) pour le B27_{REG1}, accélération soutenue.

Combinaison de charges	N1 (statique)	E1	E2	E3	E4
FSG	1.705	3.634	3.509	1.089	0.981
Fissure (% joint)	0.000	7.889	10.24	100.0	100.0

Puis le B27_{REG1} et le B27_{IRREG} sont comparés suivant leur FSG au moyen du logiciel d'éléments finis ADINA, suivant une analyse de niveau I. Les résultats des analyses pseudo-statiques réalisées grâce à ce logiciel sont, alors, présentés dans le Tab. 5.3.

On note, d'ailleurs, la bonne correspondance entre les deux méthodes pour le B27_{REG1}. Les légers écarts notables proviennent de petites différences de considération sur le calcul des charges statiques et des masses de Westergaard. Notons aussi que, de manière prévisible, les valeurs de FSG prises par le B27_{IRREG} sont beaucoup plus sécuritaires que celles prises par le B27_{REG1}. Ainsi, l'analyse du niveau I démontre la stabilité au glissement pour le B27_{IRREG}, mais pas pour le B27_{REG1} dont un des FSG est inférieur à un. Rappelons néanmoins que les normes imposent de réaliser une analyse de niveau II au minimum pour une étude de sécurité d'un barrage-poids.

Tableau 5.3 Valeurs de FSG données par la méthode des éléments finis (niveau I) selon le type de modèle (B27_{REG1} et B27_{IRREG}) et d'accélération (de pointe ou soutenue).

Combinaison de charges	B27 _{IRREG}		B27 _{REG1}	
	De pointe	Soutenue	De pointe	Soutenue
N1 (statique)	2.93	2.93	1.62	1.62
E1	943	9.3	5.64	3.31
E2	25.7	10.6	7.53	3.52
E3	1.49	1.76	0.84	1.01
E4	1.35	1.67	0.75	0.95

L'analyse de contraintes avec la méthode gravitaire est réalisée grâce à l'accélération de pointe. Aussi, elle suppose une répartition linéaire des contraintes sur l'interface barrage-fondation. En revanche, la méthode des éléments finis vient calculer les valeurs des contraintes en chaque nœud de l'interface. La répartition détaillée, prenant en compte les particularités structurales de l'ouvrage, peut alors être comparée à celle obtenue par la méthode gravitaire (Fig. 5.2). Notons que la méthode gravitaire ne peut pas donner de répartition des contraintes normales si elle démontre que l'interface barrage-fondation est fissurée intégralement. Elle ne permet pas, par ailleurs, d'obtenir les contraintes de cisaillement.

On note que la répartition des contraintes normales proposée par la méthode gravitaire pour le B27_{REG1} correspond approximativement à celle proposée par la méthode des éléments finis : la principale différence vient d'une discontinuité due à la présence de la galerie de drainage. Aussi, l'hypothèse proposant une répartition linéaire des contraintes normales paraît justifiée dans le cas d'une fondation à géométrie régulière.

En revanche, la répartition des contraintes normales et tangentes, dans le cas du B27_{IRREG}, diffère totalement (Fig. 5.3). Ainsi, on note de fortes concentrations de contraintes au niveau des interfaces verticales de la fondation. Les fissures risquent donc d'apparaître, initialement, au niveau de celles-ci avant de dégrader l'interface horizontale. Le B27_{REG1} présente une répartition des contraintes tangentes beaucoup plus régulière que celles du B27_{IRREG}, mais

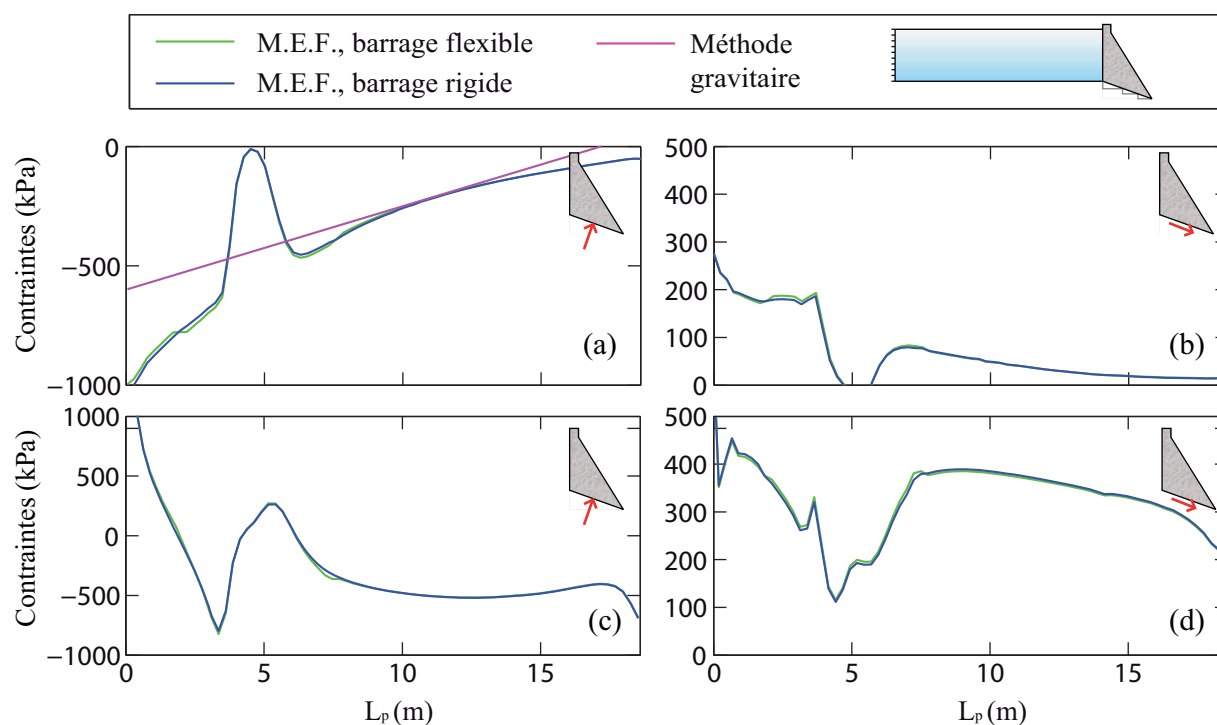


Figure 5.2 Répartition des contraintes, à l'interface barrage-fondation du B27_{REG1}, donnée par l'analyse pseudo-statique réalisée avec la M.E.F. (ou la méthode gravitaire si disponible), respectivement normales et tangentes, selon les combinaisons de chargement : (a) et (b) E1, (c) et (d) E3.

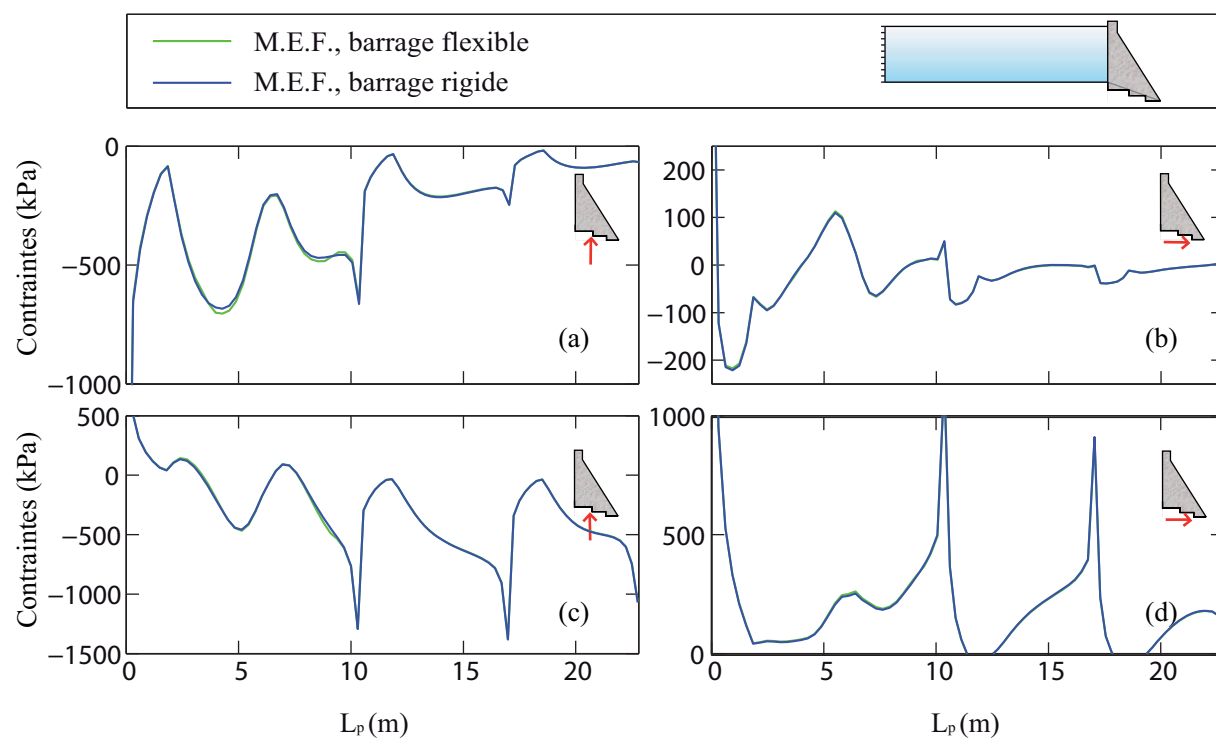


Figure 5.3 Répartition des contraintes, à l'interface barrage-fondation du B27_{IRREG}, donnée par l'analyse pseudo-statique réalisée avec la M.E.F. (ou la méthode gravitaire si disponible), respectivement selon Z et Y, selon les combinaisons de chargement : (a) et (b) E1, (c) et (d) E3.

dont les valeurs, en moyenne, sont beaucoup plus élevées (du fait de l'inclinaison de l'interface barrage-fondation). Aussi, le B27_{REG1} et le B27_{IRREG} ne semblent pas avoir les mêmes modes de rupture car tous les deux reprennent très différemment les contraintes tangentes à l'interface barrage-fondation. Notons que ces remarques sont tout à fait en accord avec le Chapitre 3.

Enfin, deux types modèles utilisant la méthode des éléments finis sont présents sur les Fig. 5.2 et 5.3 : l'un est rigide, l'autre est flexible. Notons, toutefois, que cette flexibilité n'influe pas, à ce niveau, sur le chargement appliqué, donc le FSG, conformément aux hypothèses de l'analyse pseudo-statique. Ceci permet en revanche de montrer que la répartition des contraintes à la base du barrage-poids ne semble pas être influencée par la flexibilité de celui-ci, dans le domaine linéaire. L'hypothèse correspondant à cette assertion, suivie par l'analyse gravitaire, est donc valide (la flexibilité va, par contre, influencer sur le chargement).

5.2.3 Exemple d'analyse gravitaire : niveau II

Les Facteurs de Sécurité au Glissement obtenus par la méthode de gravité, avec une accélération soutenue, avec le B27_{REG1}, pour l'analyse de niveau II, sont présentés dans le Tab. 5.4. L'amplification des charges sismiques par la flexibilité du barrage, ainsi que l'influence de l'interaction fluide-structure, sont ici pris en compte. Aussi, l'analyse pseudo-dynamique donne des résultats plus sécuritaires que l'analyse pseudo-statique. Notons que l'emploi la méthode des éléments finis à ce niveau implique d'adapter la formulation analytique fluide-structure employée, ce qui présente de grosses difficultés. Aussi, cette dernière ne sera pas comparée, au niveau II, à la méthode gravitaire.

Tableau 5.4 Valeurs de FSG données par l'analyse gravitaire (niveau II) pour le B27_{REG1}, accélération soutenue.

Combinaison de charges	N1 (statique)	E1	E2	E3	E4
FSG	1.705	4.766	4.164	1.020	0.878
Fissure (% joint)	0.000	31.62	30.68	100.0	100.0

À titre complémentaire, une analyse de niveau II, du B27_{REG1}, est réeffectuée avec une cohésion à l'interface barrage-fondation de 500 kPa. Les FSG ainsi obtenus sont présentés dans le Tab. 5.5. Ceux-ci sont supérieurs à ceux du Tab. 5.4, où la cohésion correspondante était

nulle. Aussi, l'analyse gravitaire prend bien en compte l'effet positif de la cohésion. Cependant, les FSG demeurent très faibles (toujours très proches de 1). Ceci semble montrer une faible sensibilité de la stabilité au glissement, à la cohésion, ce qui est évidemment contraire à ce qui a été démontré au Chapitre 3. Rappelons alors qu'au niveau II, pour l'analyse de stabilité, la cohésion n'est appliquée qu'aux zones non-fissurées (Leclerc *et al.*, 2003), déterminées par l'analyse de contrainte. Ceci peut être vu comme très conservateur (cela néglige notamment la possibilité d'une cohésion apparente). Aussi peut-on soupçonner que l'analyse pseudo-dynamique sous-estime l'effet de la cohésion.

Tableau 5.5 Valeurs de FSG données par l'analyse gravitaire (niveau II) pour le B27_{REG1}, accélération soutenue, $c = 500$ kPa.

Combinaison de charges	N1 (statique)	E1	E2	E3	E4
FSG	4.397	11.068	10.343	1.214	1.162
Fissure (% joint)	0.000	31.62	30.68	100.0	100.0

Aussi, la stabilité du B27_{REG1} n'est pas démontrée au niveau II. Une analyse dynamique linéaire est alors nécessaire. En effet, sans cohésion, plusieurs valeurs de FSG sont strictement inférieures à un (voir Tab. 5.4). De surcroît, l'ajout d'une cohésion de 500 kPa permet d'obtenir un FSG à peine supérieur à un. Compte-tenu des incertitudes pesant sur les valeurs des propriétés physiques du barrage étudié, ces résultats ne sont pas satisfaisants à ce niveau.

5.2.4 Étude de la stabilité avec une analyse de niveau III, influence de l'interaction fluide-structure

Pour démontrer la stabilité du B27_{REG1}, l'approche progressive impose d'employer un niveau supérieur d'analyse. Notons aussi que, si cette dernière est réalisée correctement, les FSG pseudo-statiques ou pseudo-dynamiques devraient encadrer, de manière plus ou moins approximative, l'ensemble des valeurs de $FSG(t)$ données par l'analyse de niveau III. Celle-ci est réalisée au moyen de la méthode des éléments finis qui reprend les maillages des structures du B27_{IRREG} et du B27_{REG1} présentés au Chapitre 3. L'interface barrage-fondation est modélisée comme étant un encastrement.

Pour le B27_{IRREG} et le B27_{REG1}, quatre types de modèles sont employés pour les analyses dynamiques linéaires, à titre de comparaison : (i) un modèle considérant le barrage rigide avec un réservoir incompressible (formulation $\varphi - U$) ; (ii) un modèle considérant le barrage flexible avec un réservoir incompressible (formulation de Westergaard) ; (iii) un modèle considérant le barrage flexible avec un réservoir incompressible (formulation $\varphi - U$) ; (iv) un modèle considérant le barrage flexible avec un réservoir compressible (formulation $\varphi - U$).

Le $FSG(t)$ donné par ADINA, pour la combinaison C3 (notations identiques, car chargements identiques, aux analyses du Chapitre 3), pour un barrage rigide et un réservoir incompressible, est présenté aux Figs. 5.4 (a) et (b). Conformément aux attentes, le FSG venant de l'analyse pseudo-statique, qui néglige la flexibilité du barrage et la compressibilité de l'eau, encadre bien les résultats. Mieux, les FSG obtenus avec l'accélération de pointe (méthode des éléments finis) correspondent aux minimums du $FSG(t)$ aux Figs. 5.4 (a) et (b). L'analyse de niveau III est donc cohérente vis-à-vis de celle de niveau I. Toutefois, négliger la flexibilité du barrage donne des résultats non-conservateurs. Aussi, les minimums des $FSG(t)$ des Figs. 5.4 (c), (d), (e), (f), (g) et (h) sont tous inférieurs à ceux des Figs. 5.4 (a) et (b).

Prenant en compte la compressibilité de l'eau et la flexibilité du barrage, le $FSG(t)$ donné, pour le B27_{REG1}, par la Fig. 5.5 est comparé avec les FSG sélectionnés de l'analyse pseudo-dynamique. Les valeurs de l'analyse de niveau II proposent alors un bon encadrement mais sont ponctuellement excédées par le $FSG(t)$: ceci est dû à l'emploi d'une accélération soutenue par la méthode gravitaire. Aussi, observant les Figs. 5.4 et 5.5, les analyses pseudo-statique et pseudo-dynamique peuvent être considérées comme une bonne première approche. Toutefois, deux mises en garde doivent être respectées :

- lorsque les analyses de niveaux I et II trouvent un FSG proche de un, avec une accélération soutenue, il y a un déplacement résiduel du barrage probable nécessitant un approfondissement à des niveaux d'analyse supérieurs (cas du B27_{REG1}) ;
- le choix de la simplification de l'interface barrage-fondation est primordiale. Ainsi, le $FSG(t)$ du B27_{REG1} est beaucoup plus défavorable que celui du B27_{IRREG}. Sans aller jusqu'au niveau III, un simple emploi de modèles à éléments finis aux niveaux I ou II permet d'identifier l'écart engendré par une simplification de la géométrie trop défavorable. Ainsi, ici, le $FSG(t)$ obtenu pour le B27_{IRREG} est 1.5 à 2 fois supérieur à celui du B27_{REG1}. Cette différence est très similaire à celle observée au niveau I.

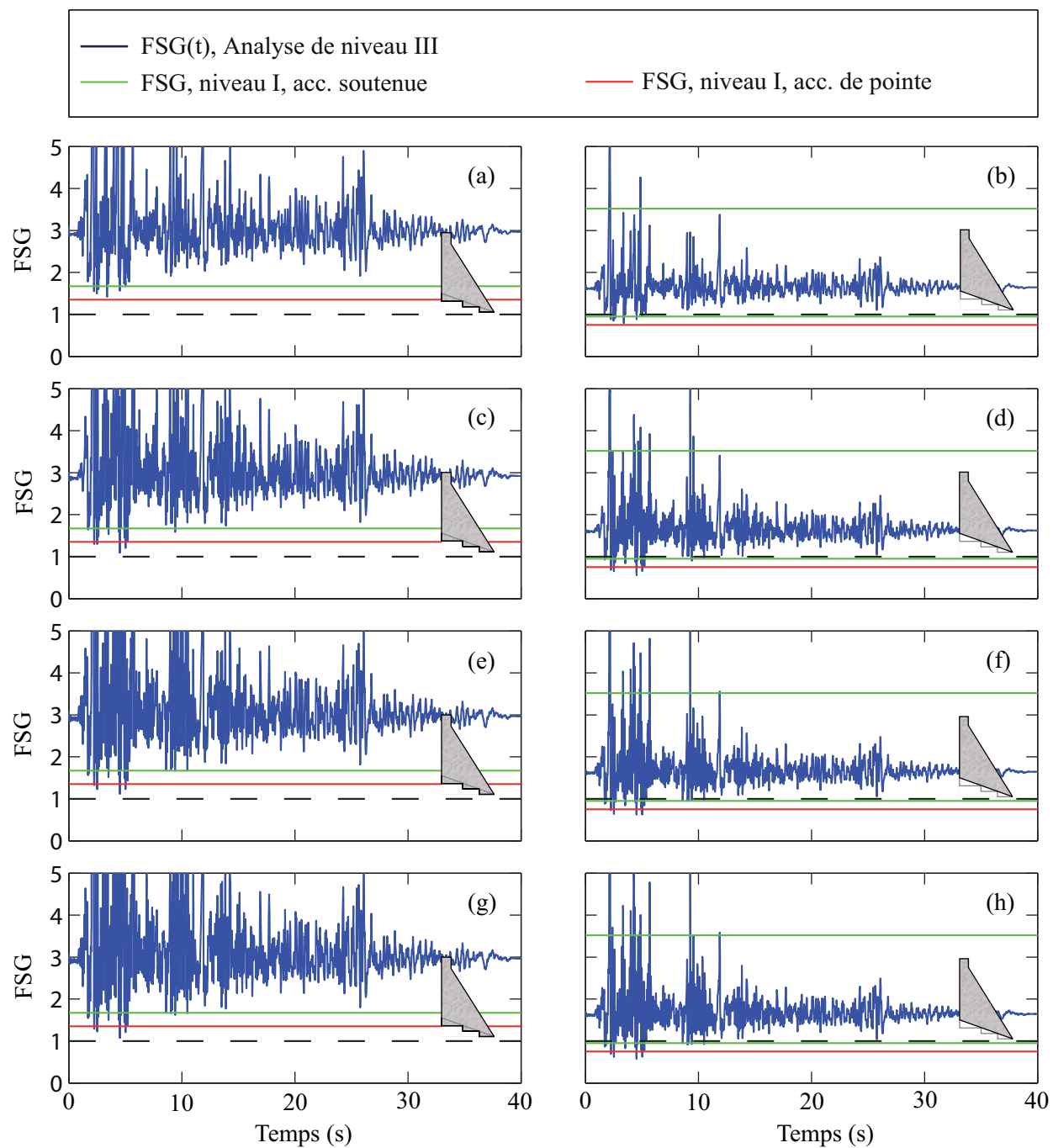


Figure 5.4 FSG(t) donné par la M.E.F., par une analyse dynamique linéaire (niveau III, combinaison C3) comparé aux FSG minimaux et maximaux donnés par la M.E.F. par une analyse pseudo-statique (niveau I), pour, respectivement, le B27_{IRREG} et le B27_{REG1}, soumis au séisme de l'Imperial Valley (1940) : (a) et (b), barrage rigide et réservoir incompressible ; (c) et (d), barrage flexible et réservoir utilisant la formulation de Westergaard ; (e) et (f), barrage flexible et réservoir incompressible ; (g) et (h), barrage flexible et réservoir compressible.

Aussi, l'analyse de niveau III amène aux conclusions suivantes :

- dans le cas pratique d'une analyse de stabilité, une analyse de niveau III, employant la méthode des éléments finis, suffirait pour démontrer la sécurité du B27_{IRREG}, tout en vérifiant l'importance de l'interaction fluide-structure ;
- le B27_{REG1} présente, aux niveaux I et II, un FSG légèrement au-dessous de un. Cette possible instabilité au glissement se confirme au niveau III, le $FSG(t)$ calculé possède beaucoup de pics inférieurs à un : même s'il s'agit d'accélération de pointe, leur nombre élevé indique un glissement probable de la structure à estimer au niveau IV ;
- le Niveau II pour le B27_{REG1} est donc clairement insuffisant, tandis que le niveau III ne donne pas d'informations quant aux déplacements résiduels engendrés par le séisme pour conclure avec certitude à ce niveau.

Par ailleurs, en focalisant sur la Fig.5.4, on note très clairement que la flexibilité de l'ouvrage provoque une diminution de la valeur du $FSG(t)$, il est donc essentiel d'en tenir compte dans l'analyse de stabilité. Toutefois, une remarque similaire peut être faite pour la compressibilité de l'eau. En effet, cette dernière semble avoir une influence sur les valeurs minimales du FSG : l'interaction fluide-structure doit donc être considérée avec attention.

5.2.5 Conclusion sur le gain d'analyses de niveaux III et IV

Cet exemple d'application de l'analyse progressive (pour l'analyse de niveau IV, voir Chapitre 3) illustre deux cas de barrages-poids intéressants.

Dans un premier temps, le cas du B27_{IRREG} correspond à un barrage dont la stabilité est démontrée au niveau I, mais dont l'étude au niveau II est difficile compte tenu de sa géométrie spécifique (elle requiert la méthode des éléments finis pour être modélisée en détail, méthode difficilement applicable au niveau II sans logiciels spécifiquement programmés). Une simplification de la géométrie pourrait alors être employée, mais celle-ci doit être considérée avec attention, au risque d'être erronée. L'emploi d'une analyse dynamique linéaire permet alors de démontrer sa stabilité. Aucune analyse non-linéaire n'est donc nécessaire pour le B27_{IRREG}. Notons aussi qu'une simple évaluation préliminaire au niveau I, au moyen de la méthode des éléments finis, permet de déterminer si la simplification de la géométrie de l'interface barrage-fondation du B27_{IRREG} est adéquate.

Dans un second temps, si on considère le B27_{REG1} comme un barrage dont il faudrait démontrer la stabilité, les analyses aux niveaux I et II seraient insuffisantes. Certes, les analyses

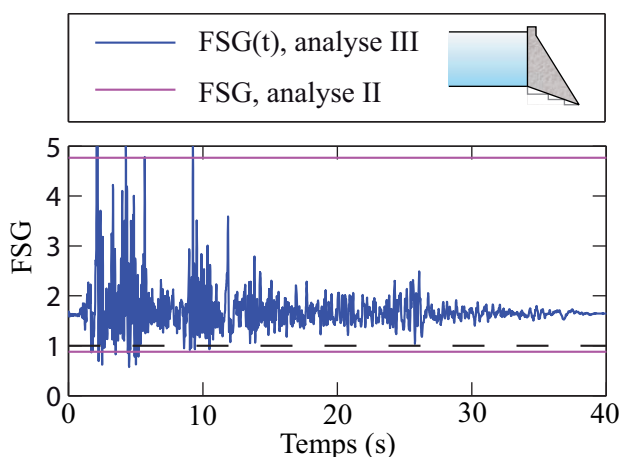


Figure 5.5 $FSG(t)$ donné par la méthode des éléments finis, par une analyse dynamique linéaire (niveau III, combinaison C3) comparé aux FSG minimal et maximal donné par la méthode gravitaire par une analyse pseudo-dynamique (niveau II), pour le B27_{REG1} flexible avec réservoir plein et compressible, soumis au séisme de l'Imperial Valley (1940).

de niveau III montrent que ces situations d'instabilité ($FSG(t) < 1$) sont peu fréquentes et de très courte durée. L'ingénieur en structure peut alors supposer que le glissement induit sera très faible. Cette hypothèse est tout à fait fondée mais comporte un certain risque. En effet, nous avons vu au Chapitre 3 qu'un FSG , proche de un, suffit à induire un déplacement résiduel minime. A fortiori, quelques périodes de glissements peuvent suffire à provoquer un déplacement résiduel de plusieurs centimètres. En fait, tout dépend de l'état de la fondation. Si elle est en bon état, sa résistance est sous-estimée et peu de déplacements vont se produire. Sinon, la situation d'instabilité peut mener à une dangereuse défaillance de l'ouvrage. Les propriétés mécaniques à l'interface barrage-fondation sont, donc, aussi au cœur du problème. Ceci a été, notamment, vérifié au chapitre 3, grâce aux analyses non-linéaires.

Aussi, différentes critiques peuvent être formulées sur l'emploi de chaque niveau d'analyse :

- **Niveau I** : Les résultats de ce niveau sont erronés car ils ne prennent pas en compte la flexibilité du barrage-poids. Cependant, l'analyse de niveau I constitue une bonne première approche, notamment car son calcul est facilement maniable et permet de fournir une borne au niveau II.
- **Niveau II** : Ce niveau d'analyse est sécuritaire : il est très efficace pour l'étude de barrages-poids dont la fondation dispose d'une géométrie régulière. Cependant, sa formulation le rend peu maniable pour les géométries particulières et il ne donne aucune information temporelle sur une éventuelle instabilité détectée. Enfin, sa considération

de la cohésion de pointe est conservatrice, cette dernière ne devrait pas être étudiée à ce niveau.

- **Niveau III** : Ce niveau, de plus en plus accessible, est très efficace pour solutionner les cas particuliers cités ci-dessus. De plus, il permet une modélisation rigoureuse de l'interaction fluide-structure. Toutefois, en cas de $FSG(t)$ non satisfaisant, la temporalité des résultats ne permet pas de conclure pour certains barrages-poids et une analyse non-linéaire est nécessaire. Par ailleurs, son emploi nécessite un investissement financier important dans des outils numériques performants.
- **Niveau IV** : Ce niveau est souvent critiqué car il nécessite un lourd investissement financier et une certaine expertise pour concevoir les modèles non-linéaires. Cependant, si une méthode de modélisation de l'interface de contact est développée et validée sur des logiciels commerciaux, son emploi est facilement généralisable à de nombreux barrages-poids. Notons que, dans ce mémoire, nous avons proposé une méthode efficace permettant d'inclure de la cohésion et de la résistance à la traction. Les résultats des analyses non-linéaires sont d'ailleurs très sensibles à ces dernières. Celles-ci peuvent donc être une piste exploitable pour démontrer la stabilité d'un barrage-poids. De plus, même si le $FSG(t)$ reste un facteur délicat à calculer (il nécessite l'utilisation d'un programme post-processeur), celui-ci devient accessoire car la stabilité de l'ouvrage peut être directement évaluée par le glissement résiduel donné unique par une analyse de niveau IV. Ce niveau se caractérise donc par une grande maniabilité, mais une certaine connaissance de son emploi est requise pour éviter plusieurs écueils.

5.3 Sources d'imprécisions ayant un effet sur les analyses au glissement et de spectre de plancher

Plusieurs remarques ont été rédigées quant au gain de l'emploi d'analyses dynamiques linéaires ou non-linéaires, notamment en se basant sur un exemple d'application de l'approche progressive. Cependant, plusieurs sources d'imprécisions vis-à-vis de celles-ci peuvent apparaître et certaines mises en garde doivent être posées.

Ainsi, les paramètres numériques des analyses non-linéaires peuvent être mal maîtrisés par l'utilisateur. En effet, souvent, les zones de non-linéarité sont assouplies numériquement pour faciliter la convergence du modèle, tout en dégradant la qualité des résultats. L'utilisateur doit donc conserver un regard critique vis-à-vis de celle-ci. De plus, même avec les logiciels commerciaux, les modèles non-linéaires nécessitent beaucoup de calculs en post-processeur, notamment au moyen du logiciel MATLAB, ce qui peut être une autre source d'erreur.

Enfin, en ce qui concerne les hypothèses des modèles du Chapitre 3 de ce mémoire, notons que les charges hydrodynamiques se calculent grâce aux masses de Westergaard. Or des modèles plus précis d'interaction fluide-structure peuvent être employés. La sensibilité du $FSG(t)$ à ceux-ci a d'ailleurs été démontrée dans la section précédente (voir Fig. 5.4). De plus, de grosses incertitudes subsistent sur les propriétés des matériaux aux interfaces (c , f_t et ϕ). Outre leur valeur qui est souvent inconnue, le modèle proposé ne permet par la dégradation de celle-ci au cours du temps (seule l'aire d'application de la cohésion ou de la résistance à la traction se dégrade). Par ailleurs, aucun couplage n'a été développé entre c , f_t et ϕ . Autre imprécision (acceptée par les normes) : les sous-pressions sont supposées constantes durant le séisme. Aucune altération du système de drainage pendant le séisme n'est, d'ailleurs, prise en compte. Enfin, nous avons focalisé sur le comportement non-linéaire de l'interface barrage-fondation. Cependant, les joints de reprise de béton vont probablement aussi se fissurer et glisser. Cette dissipation d'énergie aura probablement pour effet de diminuer le déplacement résiduel à la base du barrage-poids (Alliard, 2006).

Enfin, en ce qui concerne la méthode des spectres de plancher, quatre sources d'imprécisions peuvent être relevées. L'influence du système secondaire sur la structure primaire est négligée : cette hypothèse est conditionnée par le poids de ce système. De plus, seul le premier mode de ce dernier est considéré, ce qui peut parfois paraître simpliste. Enfin, compte tenu de la grande sensibilité des spectres de plancher à la réponse fréquentielle du barrage-poids étudié, les propriétés et le comportement des matériaux, notamment s'ils se comportent de manière non-linéaire (voir Chapitre 4), peuvent fortement affecter la réponse du système secondaire. Un certain recul doit donc être conservé vis-à-vis des spectres de plancher obtenus.

CHAPITRE 6

CONCLUSIONS

6.1 Synthèse

Ce mémoire s'est focalisé sur l'étude deux types de comportement d'un barrage-poids en béton lors d'un séisme : la stabilité au glissement à l'interface barrage-fondation et l'excitation des systèmes secondaires en raison de l'amplification de l'accélération sismique. Pour se faire, des modèles prenant en compte le comportement non-linéaire à l'interface barrage-fondation sous l'effet d'un séisme, avec présence d'irrégularités géométriques, de cohésion et de résistance à la traction ont été spécialement développés. Une caractérisation des hypothèses portant sur l'interaction fluide-structure, au moyen de la méthode des éléments finis et d'une méthode analytique, a été aussi réalisée. Des applications à des cas pratiques d'analyse de stabilité et de spectres de plancher sur trois barrages-poids différents ont été présentées.

Ainsi, les non-linéarités à l'interface barrage-fondation ont été modélisées au moyen d'éléments spécifiques dont la formulation est décrite au sein de ce mémoire. Ceux-ci permettent le balancement et le glissement à l'interface barrage-fondation suivant le critère de Mohr-Coulomb, avec cohésion et résistance à la traction. L'une de leur particularité est d'être généralisables aux logiciels accessibles à l'ingénieur en structure. Aussi, une investigation originale de la sensibilité du glissement des barrages-poids à divers facteurs a été possible. Pour se faire, un barrage poids existant a été modélisé et soumis à différentes sollicitations sismiques horizontales et verticales, de contenus fréquentiels divers. L'étude de ce barrage a été réalisée en examinant la répartition des contraintes, le facteur de sécurité au glissement, la longueur de fissuration et le déplacement résiduel à l'interface barrage-fondation. Des recommandations ont été ainsi formulées sur les effets de la composante verticale sismique, la géométrie de la fondation et de les propriétés mécaniques à l'interface barrage-fondation.

Une étude originale, portant sur la sensibilité des spectres de plancher à différentes hypothèses de modélisation, au sein d'un barrage-poids, a été aussi menée. Deux méthodes ont été employées : un modèle d'éléments finis couplant barrage et réservoir et un modèle analytique de réservoir semi-infini. Chacune des techniques a été appliquée à des systèmes barrage-réservoir typiques, de géométrie différente. Ceux-ci ont été soumis à des sollicitations sismiques horizontales de contenus fréquentiels variés. L'amplification de l'accélération

induite au sein de la structure a été examinée au moyen de la méthode des spectres de plancher, appliquée à la crête et selon la hauteur du barrage. Une analyse détaillée de l'effet de la géométrie du réservoir, de la compressibilité de l'eau, de l'absorption à la base du réservoir et des modes supérieurs du barrage a été présentée, ce qui a permis de formuler plusieurs recommandations. Dans le cadre de l'étude des systèmes secondaires au sein d'un barrage-poids, les fonctions de réponse fréquentielle de plancher ont été aussi développées pour évaluer la réponse lors d'une conception sismique préliminaire. Quelques exemples sont proposés illustrant l'influence des hypothèses considérées.

Enfin, un regard critique a été posé sur l'emploi des analyses non-linéaires pour l'étude sismique des barrages-poids. Ces méthodes sont, en effet, critiquables compte tenu du coût qu'elles représentent et de l'expertise qu'elles requièrent. Cependant, elles permettent l'emploi de critères de rupture très performants couplés à des indicateurs de réponse, tel le déplacement résiduel, qui peuvent être interprétés en faisant appel au sens physique de l'ingénieur.

6.2 Recommandations

Concernant l'étude de la stabilité d'un barrage-poids à l'interface barrage-fondation, les recommandations et conclusions suivantes peuvent être formulées dans le contexte des exemples étudiés et les hypothèses adoptées :

- la composante verticale sismique influence le déplacement résiduel du barrage à sa base, il est donc souhaitable de la considérer pour une analyse non-linéaire. En revanche, son effet est presque négligeable sur le facteur de sécurité au glissement : elle ne déclenche pas directement l'instabilité du barrage ;
- une géométrie simplifiée de l'interface barrage-fondation ne respectant pas la direction principale de glissement peut conduire à des résultats erronés ;
- une certaine attention doit être portée aux valeurs de la cohésion et de la résistance à la traction du fait de la grande sensibilité de la stabilité du barrage-poids à ces paramètres. Notamment, la résistance à la traction doit être considérée, surtout s'il y a plusieurs parois verticales au sein de l'interface barrage-fondation ;
- la fissuration n'implique pas forcément le glissement.
- la répartition des contraintes à l'interface barrage-fondation est très sensible à l'accélération au sol, de même que la fissuration ; Cette dernière, pouvant être brutale en cas d'un séisme violent, induit un déplacement des contraintes vers des zones de concentration spécifiques ;

- le facteur de sécurité au glissement ne fournit pas toutes les informations concernant le glissement. Deux modèles ayant le même facteur de sécurité au glissement peuvent donner des déplacements résiduels différents.

D'autres recommandations peuvent être formulées quant aux hypothèses à considérer sur l'amplification de l'accélération sismique au sein du barrage-poids :

- si la géométrie du réservoir est supposée rectangulaire, une longueur de troncature égale à quatre fois la hauteur du réservoir est suffisante pour les spectres de plancher ;
- l'interaction fluide-structure a un effet très significatif sur l'évaluation des spectres de plancher, sauf pour les très basses fréquences. Cependant, ces effets peuvent mener autant à l'amplification qu'à la réduction des spectres de plancher, en comparant avec le cas d'un réservoir vide ;
- la géométrie du réservoir ne peut pas être toujours supposée rectangulaire. Cependant ses effets sont fortement atténués si l'absorption au fond du réservoir est considérée, et deviennent nuls si l'eau est supposée incompressible ;
- les spectres de plancher peuvent être affectés par l'absorption des ondes sismiques au fond du réservoir. Les effets sont, généralement, concentrés près des pics de résonnance de ceux-ci.
- une grande attention doit être portée aux hypothèses portant sur l'interaction fluide-structure. En effet, les spectres de plancher sont très sensibles à celles-ci ;
- pour un système secondaire dont la fréquence propre est basse, le mode fondamental du barrage suffit pour l'analyse. En revanche, si celle-ci est élevée, plusieurs modes secondaires du barrages sont nécessaires, leur nombre variant suivant la flexibilité de celui-ci.

6.3 Suggestions pour des recherches futures

Suite aux études menées au long de ce mémoire, des approfondissements sont suggérés pour des recherches futures. D'une part, l'ensemble des analyses non-linéaires, caractérisant la stabilité d'un barrage-poids, utilisent la formulation de Westergaard. Or, cette hypothèse comporte un certain degré d'imprécisions. En effet, des formulations d'interaction fluide-structure plus précises, comme celles employées pour les analyses linéaires, pourraient être appliquées aux modèles non-linéaires. Par ailleurs, des améliorations pourraient être apportées aux éléments spécifiques modélisant la cohésion et la résistance à la traction. Ainsi, la dégradation des propriétés mécaniques de l'interface pourrait être implémentée directement

sur la valeur de ceux-ci au cours du temps. Ensuite, les modèles non-linéaires pourraient prendre en compte la variation des sous-pressions, notamment à cause de l'altération du système de drainage durant le séisme. Enfin, l'étude menée ne tient pas compte de la dissipation d'énergie due à la fissuration et au glissement des joints de reprise en béton selon la hauteur du barrage-poids. Une étude pourrait être menée, au moyen des éléments développés, sur l'effet de ces facteurs sur la stabilité de l'ouvrage.

RÉFÉRENCES

- ADINA (2011). *Theory and Modeling Guide. Report ARD 06-7.*
- ALLIARD, P. M. (2006). *Évaluation de la stabilité sismique des barrages-poids en considérant l'endommagement du système de drainage.* Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.
- ALLIARD, P. M. et LÉGER, P. (2008). Earthquake safety evaluation of gravity dams considering aftershocks and reduced drainage efficiency. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, vol. 134, 12–22.
- ANCOLD (2006). *Guidelines for design of dams for earthquake.* Australian National Committee on Large Dams.
- ARABSHAHI, H. et LOTFI, V. (2008). Earthquake response of concrete gravity dams including dam–foundation interface nonlinearities. *Journal of Engineering Structures*, vol. 30, 3065—3073.
- ARCANGELI, E. et CIABARRI, P. (1994). Menjil dam rehabilitation by resin grouting and high capacity anchors. *Journal of Water Power Dam Construction*, 46, 19–25.
- ASFURA, A. et KIUREGHIAN, A. D. (1986). Floor response spectrum method for seismic analysis of multiply supported secondary systems. *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 14, 245–265.
- BASILI, M. et NUIT, C. (2011). Simulation and base sliding of concrete gravity dams. *Journal of Computational Methods in Earthquake Engineering*, 21, 427–454.
- BATH, K. J. (1996). *Finite Element Procedures.* Prentice-Hall International, Inc.
- BOLZON, G. (2010). Collapse mechanisms at the foundation interface of geometrically similar concrete gravity dams. *Journal of Engineering Structures*, 32, 1304–1311.
- BOUAANANI, N. et LU, F. (2009). Assessment of potential-based fluid finite elements for seismic analysis of dam-reservoir systems. *Journal of Computers and Structures*, 87(3-4), 206–224.
- BOUAANANI, N., PAULTRE, P. et PROULX, J. (2002). Two-dimensional modelling of ice-cover effects for the dynamic analysis of concrete gravity dams. *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31, 2083–2102.
- BOUAANANI, N. et RENAUD, S. (2013). Effects of fluid-structure interaction on seismic floor acceleration demands within gravity dams. Soumis au Journal of Engineering Structures.

- BOZORGNI, Y., MAHIN, S. et BRADY, A. (1998). Vertical response of twelve structures recorded during the northridge earthquake. *Journal of Earthquake Spectra*, 14(3), 411–432.
- BRE (1991). An engineering guide to seismic risk to dams in the united kingdom. Rapport technique, Building Research Establishment, Garston, Watford, United Kingdom.
- CDA (1999). *Dam safety guidelines*. Canadian Dam Association, Edmonton.
- CDA (2006). *Dam safety guidelines*. Canadian Dam Association, Edmonton.
- CDSA (1995). *Dam safety guidelines*. Canadian Dam Safety Association, Edmonton.
- CHEN, Y. et SOONG, T. T. (1988). Seismic response of secondary systems. *Journal of Engineering Structures*, 10, 218–228.
- CHOPRA, A. K. (1970). Earthquake response of concrete gravity dams. Rapport technique UCB/EERC-70/01, University of California, Berkeley.
- CHOPRA, A. K. et ZHANG, L. (1991). Earthquake-induced base sliding of concrete gravity dams. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 117(2), 3698–3719.
- CHRISTOPOULOS, C., LÉGER, P. et FILIATRAULT, A. (2003). Sliding response of gravity dams including vertical seismic accelerations. *Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2(2), 189–200.
- DONLON, W. P. et HALL, J. F. (1991). Shake table study of concrete dam monoliths. *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 20, 769–786.
- ELLINGWOOD, B. et TEKIE, P. (2001). Fragility analysis of concrete gravity dams. *Journal of Infrastructural Systems*, 7, 41–48.
- EPRI (1992). Uplift pressures, shear strengths and tensile strengths for stability analysis of concrete gravity dams. Rapport technique TR-100345, Electric Power Research Institute, Palo Alto.
- EVERSTINE, G. C. (1981). A symmetric potential formulation for fluid-structure interaction. *Journal of Sound and Vibration*, 79(1), 157–160.
- FENVES, G. et CHOPRA, A. K. (1984). Earthquake analysis and response of concrete gravity dams. Rapport technique UCB/EERC-84/10, University of California, Berkeley.
- FENVES, G. et CHOPRA, A. K. (1985). Simplified earthquake analysis of concrete gravity dams : Separate hydrodynamic and foundation interaction effects. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, 111(6), 715–735.
- FERC (2000). *Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects – Draft chapter III : Gravity Dams*. Federal Energy Regulatory Commission, Office of energy projects.

FERC (2002). *Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects – Draft chapter III : Gravity Dams*. Federal Energy Regulatory Commission, Office of energy projects.

FOK, K. L., HALL, J. F. et CHOPRA, A. K. (1986). Eacd-3d, a computer program for three-dimensional earthquake analysis of concrete dams. Rapport technique Report UCB/EERC-86/09, University of California, Berkeley.

FRCOLD (2008). French recommendations for limit-state analytical review of gravity dam stability. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 12(9), 1137–1164.

FRONTEDDU, L. (1997). *Experimental and numerical evaluation of the effects of concrete lift joints on static and seismic response of gravity dams*. Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal.

GHRIB, F., LÉGER, P., TINAWI, R., LUPIEN, R. et VEILLEUX, M. (1997). Seismic safety evaluation of gravity dams. *Journal of Hydropower and dams*, 4, 126 – 138.

GUPTA, H. K. et RAMASESHAN, S. (1992). Reservoir-induced earthquakes. *Journal of Current Science*, 62, 183–198.

HALL, J. et CHOPRA, A. (1982). Two-dimensional dynamic analysis of concrete gravity and embankment dams including hydrodynamic effects. *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 10, 305–332.

HAMDAN, F. H. et DOWLING, P. J. (1995). Far-field fluid-structure interaction—formulation and validation. *Journal of Computers and Structures*, 56(6), 949–958.

HANSEN, K. D. et ROEHM, L. H. (1979). The response of concrete dams to earthquakes. *Journal of Water Power Dam Construction*, 31(4), 27–31.

HOEK, E. et BROWN, E. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(6), 1165–1186.

HUMAR, J. L. et JABLONSKI, A. M. (1988). Boundary element reservoir model for seismic analysis of gravity dams. *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 16, 1129–1156.

ICOLD (1983). Seismicity and dam design. Rapport technique Bulletin 46, International Commission on Large Dams.

ICOLD (1999). Seismic observation of dams. Rapport technique Guidelines and case studies, Bulletin 113, International Commission on Large Dams.

ICOLD (2001). Design features of dams to resist seismic ground motion. Rapport technique Guidelines and case studies, Bulletin 120, International Commission on Large Dams.

- ICOLD (2004). Sliding safety of existing gravity dams - final report. Rapport technique Bulletin 46, International Commission on Large Dams.
- ICOLD (2010). Selecting seismic parameters for large dams. Rapport technique Bulletin 72, International Commission on Large Dams.
- KIEFLING, L. et FENG, G. C. (1976). Fluid structure finite element vibration analysis. *AIAA Journal*, 14(1), 199–203.
- KIM, S. et ELNASHAI, A. (2008). Seismic assessment of rc structures considering vertical ground motion. Rapport technique No. 08-03, MAE Center.
- LANDAU, L. D. et LIFSHITZ, E. M. (1959). *Fluid mechanics*. Pergamon Press.
- LECLERC, M., LÉGER, P. et TINAWI, R. (2003). Computer aided stability analysis of gravity dams - cadam. *Journal of Advances in Engineering Software*, 34(7), 403–420.
- LÉGER, P. et LECLERC, M. (1996). Evaluation of earthquake ground motions to predict cracking response of gravity dams. *Journal of Engineering Structures*, 18(3), 227–239.
- LIN, G., ZHOU, J. et FAN, C. (1993). Dynamic model rupture test and safety evaluation of concrete gravity dams. *Journal of Dam Engineering*, 4(3), 173–186.
- LIU, P. H. et CHENG, A. (1984). Boundary solutions for fluid-structure interaction. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 110(1), 51–64.
- LO, K. et GRASS, J. D. (1994). Recent experience with safety assesment of concrete dams on rock foundation. *Canadian Dam Safety Conference, Winnipeg, Manitoba, p. 231-250*.
- LO, K., LUKAJIC, B., WANG, S., OGAWA, T. et TSUI, K. K. (1990). Evaluation of strength parameters of concrete-rock interface for dam safety assessment. *Canadian Dam Safety Conference, Toronto, p. 71-94*.
- LO, K., OGAWA, T., LUKAJIC, B., SMITH, G. F. et TANG, J. H. K. (1991). The evaluation of stability of existing concrete dams on rock foundations and remedial measures. *ICOLD, 17th Congress, Vienna, Austria, p. 963-990*.
- LYSMER, J. et KUHLEMEYER, R. L. (1969). Finite dynamic model for infinite media. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, 95, 859–877.
- MAESO, O., AZNAREZ, J. J. et DOMINGUEZ, J. (2004). Three-dimensional models of reservoir sediment and effects on the seismic response of arch dams. *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33, 1103–1123.
- MATHWORKS (1998). *MATLAB User's*.
- MATSUMOTO, N., SASAKI, T. et OHMACHI, T. (2011). The 2011 tohoku earthquake and dams. *Proceedings of 79th ICOLD Annual Meeting, Lucerne, Switzerland*.

- MORAND, H. et OHAYON, R. (1995). *Fluid-Structure Interaction : Applied Numerical Methods*. Wiley.
- NEILSON, H. C., EVERSTINE, G. C. et WANG, Y. F. (1981). Transient response of a submerged fluid-coupled double-walled shell structure to a pressure pulse. *Journal of the Acoustical Society of America*, 70, 1176–1782.
- NRC (1990). *Earthquake engineering for concrete dams : design, performance and research needs*. National Academy Press, Washington, D.C.
- OFEG (2002). Sécurité des ouvrages d'accumulation : documentation de base relative à la sécurité structurale. Rapport technique, Office Fédéral des Eaux et de la Géologie.
- OHAYON, R. (1984). *True symmetric formulation variational formulations for free vibrations of fluid-structure interaction : applications and extensions. Numerical Methods hods for Coupled Problems*. Swansea.
- OLSON, L. G. et BATHE, K. (1985). Analysis of fluid-structure interactions : a direct symmetric coupled formulation based on the fluid velocity potential. *Journal of Computers and Structures*, 21(1), 21–32.
- PEER (2012). *Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) - Strong Motion Database*, <http://peer.berkeley.edu/smcat/>, Date accessed : 15 September 2012.
- POLITOPOULOS, I. (2010). Floor spectra of mdof non-linear structure. *Journal of Earthquake Engineering*, 14(5), 726–742.
- PROULX, J., PAULTRE, P., RHEAULT, J. et ROBERT, Y. (2001). An experimental investigation of water level effects on the dynamic behaviour of a large arch dam. *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 30(8), 1147–1166.
- QUÉBEC (2002). *Québec dam safety regulation*, gazette officielle, vol.134, no. 13. édition.
- RAINER, J. H. et DASCAL, O. (1991). Behaviour of instrumented hydro-québec dams during the saguenay earthquake. *Proceedings of Canadian Dam Safety Conference, Whistler, Canada ; p. 189-202*.
- SAINI, S. S., BETTESS, P. et ZIENKIEWICZ, O. C. (1978). Coupled hydrodynamic response of concrete gravity dams using finite and infinite elements. *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 6(4), 363–374.
- SHRESTHA, B. (2009). Vertical ground motions and its effect on engineering structures : A state of-the-art review. *International Seminar on Hazard Management for Sustainable Development, Kathmandu, Nepal*.
- SINGH, M. P. (1975). Generation of seismic floor spectra. *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, 101, 593–607.

- SINGH, M. P. (1980). Seismic design input for secondary system. *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, 106, 505–617.
- SINGH, M. P. (1985). Seismic floor spectra by mode acceleration approach. *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, 111, 1402–1419.
- SOMMERFELD, A. (1949). *Partial differential equations in physics*. Academic Press.
- THIEL, R. (2001). Peak vs. residual shear strength for landfill bottom liner stability analyses. *Proceedings of the 15th GRI Conference, Folsom*.
- TINAWI, R., LÉGER, P., GHRIB, F., BHATTACHARJEE, S. et LECLERC, M. (1998a). Structural safety of existing concrete dams : influence of construction joints. Rapport technique No. 9032 G 905, Canadien Electricity Association.
- TINAWI, R., LÉGER, P., LECLERC, M. et CIPOLLA, G. (1998b). Shake table tests for the seismic response concrete gravity dams. *Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering, Paris, France*.
- TINAWI, R., LÉGER, P., LECLERC, M. et CIPOLLA, G. (2000). Seismic safety of gravity dams : from shake table experiments to numerical analyses. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 126, 518–529.
- TSAI, C. S. et LEE, G. C. (1987). Arch dam-fluid interactions : by fem-bem and substructure concept. *International Journal of Numerical Methods in Engineering*, 24, 2367–2388.
- UCHITA, Y., NOGUCHI, H. et SAOUMA, V. E. (2005). Safety research. *Research international Water Power and Dam Construction*, 1, 16–22.
- USACE (1992). Introduction to the computation of response spectrum for earthquake loading. Rapport technique ITL-92-4, Computer-aided structural engineering project, United States Army Corps of Engineers, Washington.
- USACE (1999). Response spectra and seismic analysis for concrete hydraulic structures. Rapport technique EM 1110-2-6050, Engineering and Design, United States Army Corps of Engineers, Washington.
- USACE (2003). Time history dynamic analysis of concrete hydraulic structures. Rapport technique EM 1110 2 6051, Engineering and Design, United States Army Corps of Engineers, Washington.
- USBR (1977). *Engineering monograph no 19. Design criteria for arch dams and Concrete gravity dams*. United States Bureau of Reclamation.
- USBR (2009). *Chapter 12. Risk Analysis for Concrete Gravity Dams*. United States Bureau of Reclamation.

USCOLD (2000a). Observed performance of dam during earthquake. Rapport technique, United States Committee On Large Dam.

USCOLD (2000b). Observed performance of dam during earthquakes, volume ii. Rapport technique, United States Committee On Large Dam.

WESTERGAARD, H. M. (1933). Water pressures on dams during earthquakes. *Journal of ASCE Transactions*, 98, 418–472.

WIELAND, M. et MALLA, S. (2000). Earthquake safety of an arch-gravity dam with a horizontal crack in the upper portion of the dam. *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand*.

WILSON, E. L. et KHALVATI, M. (1983). Finite elements for the dynamics analysis of fluid-solid systems. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 19, 1657–1668.

YAN, L., MATASOVIC, N. et KAVAZANJIAN, E. (1996). Seismic response of a block on an inclined plane to vertical and horizontal excitation acting simultaneously. *Proceedings of the 11th conference of the Engineering Mechanics division of the ASCE*.

ZHOU, J., LIN, G., ZHU, T., JEFFERSON, A. D. et WILLIAMS, F. W. (2000). Experimental investigations into seismic failure of high arch dams. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 126(8), 926–935.

ZIENKIEWICZ, O. C. et NEWTON, R. E. (1969). Coupled vibrations in a structure submerged in a compressible fluid. *International Symposium on Finite Element Techniques*.

ANNEXE A

EFFECTS OF FLUID-STRUCTURE INTERACTION ON SEISMIC FLOOR
ACCELERATION DEMANDS WITHIN GRAVITY DAMS*Najib Bouaanani and Sylvain Renaud**Submitted to the Journal of Engineering Structures***Abstract**

This paper presents an original investigation of the sensitivity of floor acceleration demands in gravity dams to various modeling assumptions of the impounded reservoir. Such floor acceleration demands are crucial for the assessment of the seismic performance or vulnerability of dam-supported appurtenant structures. Two approaches are proposed to obtain floor acceleration demands : analytical and coupled dam-reservoir finite element models. Both techniques are applied to typical dam-reservoir systems with different geometries. The dam-reservoir systems are subjected to ground motions with various frequency contents and the resulting floor acceleration demands are examined to investigate the effects of reservoir geometry, water compressibility, reservoir bottom wave absorption and dam higher vibration modes. A new approach based on proposed floor frequency response functions is also developed to assess floor acceleration demands at the stage of preliminary seismic design or safety evaluation of dam-supported appurtenant structures. Examples are given to illustrate how the proposed approach can be effectively used to compare floor acceleration demands within different dams or within the same dam considering various modeling assumptions of the reservoir.

Keywords

Floor acceleration spectra ; Appurtenant structures ; Dam safety ; Fluid-Structure interaction ; Earthquake engineering ; Finite elements ; Analytical solutions ; Added-mass formulation.

Introduction

Floor response spectra define maximum responses of light mass equipments or other secondary structures supported at various locations of a more massive primary structure. These spectra are commonly used to investigate the dynamic response of secondary structures when interaction with the primary structure can be neglected. Floor response spectra were extensively studied in the contexts of nuclear facilities and multi-storey buildings (Singh 1975, Singh 1980; Singh 1995; Asfura and Der Kiureghian 1986; Chen and Soong 1988).

Floor response spectra can also be used to assess the dynamic response of safety-critical piping, power supply units, and other electrical or mechanical equipment anchored within dam galleries as well as appurtenant facilities such as bridges, control unit buildings, spillway support structures, gates, hoist bridges and lifting equipment generally located near dam crest where ground motions can be significantly amplified from dam base. For example, seismic records at three dam sites in Quebec during the Saguenay earthquake showed motion amplifications of 7 to 15 times from rock to the crests (Rainer and Dascal 1991). Assessment of maximum floor acceleration demands along the height of hydraulic structures is crucial for the design and safety evaluation of appurtenant structures. Indeed, amplification of seismic demands in dams may cause significant damage as was documented in several cases, such as the 103 – m Koyna dam (India) after the 1967 M6.3 reservoir induced earthquake, the 105 m-high Hsingfengkiang buttress dam (China) under the effect of a 1962 M6.1 reservoir induced earthquake, and the 106 m-high Sefid-Rud buttress dam (Iran) following a 1990 M7.3 earthquake (Hansen and Roehm 1979, Arcangeli and Ciabbarri 1994, ICOLD 2001). In other events, if damage to the dam itself remained marginal, supported equipment and appurtenant structures were severely affected by amplified ground motions which induced offset or cracking of elements such as walls, parapets, or bridge girders (USCOLD 2000, Matsumoto et al. 2011). Amplifications of seismic demands in dams were also evidenced by shake table tests (Donlon et Hall 1991, Lin et al. 1993, Tinawi et al. 2000). Therefore, modern guidelines dealing with the earthquake response of dams, such as (ICOLD 2010), clearly specify that seismic input at the support of equipments or at the base of appurtenant structures should take account of ground motion amplifications. Such practice has not been always uniformly observed however, especially for older dams and appurtenant structures with initial designs that may fail to meet modern safety criteria.

Weiland and Malla (2000) performed 3D dynamic analysis of a 45 m-high arch-gravity dam assuming that water in the reservoir is incompressible. They found an acceleration

amplification factor with respect to the PGA of 3.8 at the upper gallery, and about 8 at dam crest. They also used the floor response spectrum at a given level to generate artificial spectrum-compatible accelerograms used to conduct stability analyses of an upper cracked portion of the dam (Weiland and Malla 2000 ; Malla and Weiland 2003). Ben Ftima and Léger (2006) investigated the possibility to compute floor response spectra at the base of cracked sections of a gravity dam and the use of these spectra to define compatible accelerograms to perform transient rigid body sliding/rocking response analyses along dam's height. They used Westergaard (1933) added masses to represent hydrodynamic loads from the reservoir.

It is now widely accepted that the accurate evaluation of reservoir loading on a dam upstream face is an important ingredient of its seismic safety assessment. Significant research has been devoted to study this type of loading since the pioneering work of Westergaard (1933). Several advanced analytical and numerical frequency-domain and time-domain approaches were also proposed to account for dam deformability, water compressibility, radiation of outgoing waves towards far reservoir upstream, and reservoir bottom wave absorption in the seismic response of dam-reservoir systems, such as described for example by (Chopra 1970, Fenves and Chopra 1984, Humar 1988, Bouaanani and Lu 2009). To the authors knowledge however, no published work has addressed the sensitivity of floor acceleration demands to modeling assumptions commonly adopted for hydraulic structures such as gravity dams, namely those related to hydrodynamic loading. These assumptions may range from simplified added mass approach to more advanced treatment of frequency-dependent dam-reservoir interaction, including water compressibility, reservoir bottom wave absorption and energy dissipation at far reservoir upstream. Dam engineering analysts are usually left to select the most appropriate of these assumptions for a particular project without having sens or prior knowledge of the relative impacts on the design or safety evaluation of appurtenant infrastructure. Informed choices is however crucial in this case namely considering the critical importance and seismic vulnerability that may be associated with dam-supported appurtenant structures. This paper's main objective is to feed such informed choices as analytical and coupled dam-reservoir finite element models are proposed and used to thoroughly investigate the effects of the above-mentioned assumptions on floor acceleration demands within typical dam-reservoir systems with different geometries.

Basic notation and types of analyses

Floor acceleration demands

We consider a gravity dam monolith subjected to a horizontal ground acceleration \ddot{u}_g at the base as illustrated in Fig. A.1. The floor acceleration spectrum at a given point P defines the variation of maximum accelerations \ddot{u}_s of SDOF systems with various vibration frequencies f_s , attached to point P, while the dam is excited by ground acceleration \ddot{u}_g applied at its base. These SDOF systems, may represent dam-supported appurtenant secondary structures, with mass m_s , stiffness k_s and viscous damping c_s . We assume that the mass of the appurtenant secondary SDOF system is too light so that its dynamic response does not affect that of the primary system, the dam monolith. We denote by \ddot{u}_P the horizontal acceleration at point P of the dam relative to its base. The equation of motion of the SDOF can be written as

$$m_s \ddot{u}_s + c_s \dot{u}_s + k_s u_s = -m_s (\ddot{u}_P + \ddot{u}_g) \quad (\text{A.1})$$

where u_s denotes the relative displacement of the secondary SDOF system, and \ddot{u}_P the acceleration at point P relative to the dam base. The floor acceleration demand at point P of the dam is defined hereafter as the maximum absolute acceleration response $|\ddot{u}_s + \ddot{u}_g|$ of the secondary SDOF system for a given vibration frequency $f_s = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_s}{m_s}}$ and damping coefficient c_s or equivalent damping ratio $\xi_s = \frac{c_s}{4\pi f_s}$. Solving Eq. (A.1) requires the determination of the acceleration \ddot{u}_P at point P relative to the dam base. This can be performed using a coupled dam-reservoir finite element model or a semi-infinite reservoir analytical model as described in the next two sections.

Coupled dam-reservoir finite element model

The floor acceleration demands in a gravity dam can be obtained using a coupled dam-reservoir finite element model as the one illustrated in Fig. A.1 (a). In this case, the dam and the reservoir are modeled using solid plane elasticity and potential-based fluid finite elements, respectively. The reservoir is truncated at a certain distance L_r from the dam upstream face, large enough to eliminate reflection of waves at the far reservoir upstream end. Fluid-structure interaction is accounted for through special elements at the dam-reservoir interface. Dam vibrations cause water motions normal to its boundaries, and the induced-pressure within water cause additional hydrodynamic loads to act on the dam. The procedure used to obtain the seismic response of the dam, such as accelerations, is known as the $\phi - U$ formulation

since it is expressed in terms of displacements U as state variables in the solid domain, and velocity potentials ϕ in the reservoir. It assumes that the fluid is inviscid, compressible or incompressible, and with an irrotational motion and relatively small displacements of the fluid-structure boundaries. Details of the $\phi-U$ formulation can be found elsewhere (Everstine 1981, Olson and Bathe 1985a, Olson and Bathe 1985b, Bouaanani and Lu 2009) and only a brief review is given hereafter for convenient reference. Under the above assumptions, the velocity potential ϕ in the reservoir satisfies the wave equation

$$\nabla^2 \phi = \frac{1}{C_r^2} \frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} \quad (\text{A.2})$$

where C_r is the velocity of compression waves within water, and t the time variable. The velocity potential ϕ satisfies a free surface boundary condition, a compatibility boundary condition at the vibrating dam-reservoir interface (Fenves and Chopra 1984, Bouaanani and Lu 2009), a radiation boundary condition to prevent reflection of waves at the far upstream of the reservoir (Sommerfield 1949, Zienkiewicz 1969, Bouaanani and Lu 2009, ADINA 2011), and a boundary condition translating energy dissipation at reservoir bottom through one-dimensional partial wave absorption of incident compression waves normal to the reservoir-foundation interface (Hall and Chopra 1982, Fenves and Chopra 1984, Bouaanani and Lu 2009). The last two boundary conditions can be modeled by infinite fluid elements placed at the upstream end of the reservoir and by viscous dampers placed at reservoir bottom, as will be illustrated later.

Using standard techniques, the weak variational form of Eq. (A.2) can be obtained and discretized to yield the following system of equations (Zienkiewicz 1969, Olson and Bathe 1985a)

$$\begin{bmatrix} M_{dd} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & -M_{rr} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{U} \\ \ddot{\Phi} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{dd} & C_{rd}^T \\ C_{rd} & C_{rr} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{U} \\ \dot{\Phi} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{dd} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & -K_{rr} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U \\ \Phi \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -M_{dd} \mathbf{1} \ddot{u}_g \\ -C_{rd} \mathbf{1} \dot{u}_g \end{bmatrix} \quad (\text{A.3})$$

where U and Φ are vectors containing nodal relative displacements and fluid potentials, M_{dd} and K_{dd} are the structural mass and stiffness matrices of the dam, respectively, C_{dd} is a damping matrix of the dam structure that can be determined using a Rayleigh damping, equivalent to a modal damping ξ_d or hysteretic damping η_d , M_{rr} and K_{rr} are the potential and kinetic energy matrices of the impounded reservoir, respectively, C_{rd} is a matrix coupling the velocity potential to displacements on the dam-reservoir interface, matrix C_{rr} accounts for damping due to energy dissipation at the reservoir bottom or at the far upstream boundary of the reservoir, \ddot{u}_g and \dot{u}_g are prescribed ground accelerations and velocities, and $\mathbf{1}$ is a column

vector with the same dimension as \mathbf{U} , containing ones when a translational degree of freedom corresponds to the direction of earthquake excitation, and zero otherwise. The solution of Eq. (A.3) provides the time-history response of the dam, including accelerations \ddot{u}_P at any point P to which an appurtenant secondary structure might be connected.

Semi-infinite reservoir analytical model

According to this technique, only the dam monolith is modeled using finite elements, while the effect of impounded reservoir is modeled analytically. In this case, the reservoir is assumed of rectangular shape as illustrated in Fig. A.1 (b). Time-history acceleration response \ddot{u}_P at a given point P to ground motion \ddot{u}_g can then be obtained at each time t as (Fenves and Chopra 1984, Bouaanani and Lu 2009)

$$\ddot{u}_P(t) = \sum_{j=1}^{N_s} \psi_j^{(x)}(x_P, y_P) \ddot{Z}_j(t) \quad (\text{A.4})$$

where N_s is the number of dam structural mode shapes included in the analysis, $\psi_j^{(x)}$ is the x -components of the j^{th} dam mode shape, taken at the coordinates (x_P, y_P) of point P, and \ddot{Z}_j is the second time-derivative of generalized coordinates given by the Fourier integral

$$\ddot{Z}_j(t) = -\frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \omega^2 \bar{Z}_j(\omega) \bar{\ddot{u}}_g(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (\text{A.5})$$

in which $\bar{\ddot{u}}_g(\omega)$ is the Fourier transform of the ground acceleration $\ddot{u}_g(t)$

$$\bar{\ddot{u}}_g(\omega) = \int_0^{t_a} \ddot{u}_g(t) e^{-i\omega t} dt \quad (\text{A.6})$$

with t_a denoting the time duration of the applied accelerogram. The vector $\bar{\mathbf{Z}}$ of generalized coordinates \bar{Z}_j , $j=1 \dots m_s$, required in Eq. (A.5) can be obtained by solving the system of equations

$$\bar{\mathbf{S}} \bar{\mathbf{Z}} = \bar{\mathbf{Q}} \quad (\text{A.7})$$

where, for $n=1 \dots m_s$ and $j=1 \dots m_s$

$$\bar{S}_{nj}(\omega) = \left[-\omega^2 + (1 + i\eta_d) \omega_n^2 \right] \delta_{nj} + \omega^2 \int_0^{H_r} \bar{p}_j(0, y, \omega) \psi_n^{(x)}(0, y) dy \quad (\text{A.8})$$

$$\bar{Q}_n(\omega) = -\boldsymbol{\psi}_n^T \mathbf{M}_{dd} \mathbf{1} + \int_0^{H_r} \bar{p}_0(0, y, \omega) \psi_n^{(x)}(0, y) dy \quad (\text{A.9})$$

in which δ_{nj} denotes the Kronecker symbol, ω the exciting frequency, η_d the dam hysteretic damping factor assumed constant, ω_n the vibration frequency corresponding to structural mode shape ψ_n , \bar{p}_0 the frequency response function (FRF) for hydrodynamic pressure at rigid dam upstream face due to ground acceleration, \bar{p}_j the FRF for hydrodynamic pressure due to horizontal acceleration $\psi_j^{(x)}(0, y)$ of the dam upstream face, and H_r the constant height of the rectangular reservoir. The hydrodynamic pressures are determined analytically, by solving the Helmholtz equation and associated boundary conditions accounting for : (i) a free surface boundary condition, (ii) a fluid-structure boundary condition implying compatibility between hydrodynamic pressures and normal displacements at dam-reservoir interface, (iii) a radiation boundary condition upstream of the reservoir to simulate non reflection of outgoing waves at infinity, and (iv) a boundary condition at reservoir bottom to approximately account for energy dissipation due to sedimentation through one-dimensional partial wave absorption of incident compression waves, characterized by a reflection coefficient α varying from $\alpha=0$ for full absorption, to $\alpha=1$ for full reflection. Details of the calculations of hydrodynamic pressures are not reviewed here for brevity and can be found elsewhere (Fenves and Chopra 1984, Bouaanani and Lu 2009). A convergence study has to be conducted to determine the sufficient numbers N_s of structural mode shapes to be included. Such analysis will be performed later to evaluate the effect on floor acceleration spectra.

Case studies, results and discussions

Dam-reservoir systems considered

The methods presented above are applied next to investigate the sensitivity of floor acceleration demands in two typical dam-reservoir systems considering various modeling assumptions. Two gravity dams with heights of 35 m and 90 m are studied to assess dam size effects on floor acceleration demands. For brevity of notation, the 35 m- and 90 m-high gravity dams are designated, respectively, by D1 and D2 hereafter. For each dam, rectangular and irregular reservoir geometries are considered as illustrated in Figs. A.2 and A.3. A modulus of elasticity $E_s = 25$ GPa, a Poisson's ratio $\nu_s = 0.2$, and a density $\rho_s = 2400$ kg/m³ are adopted as concrete material properties. Compressible water in the impounded reservoir is modeled using a mass density $\rho_r = 1000$ kg/m³ and a bulk modulus $\mu_r = 2.07 \times 10^3$ MPa corresponding to a velocity of pressure waves $C_r = 1440$ m/s. A very large bulk modulus is considered to remove water compressibility effects for comparison purposes.

The finite element software ADINA (2011) was used to build the coupled dam-reservoir finite element models described previously. The dam-reservoir mesh consists mainly of 9-node plane stress solid and potential-based fluid finite elements, with some 7-node triangular transition elements in the reservoir. Special infinite fluid elements based on the plane-wave and doubly asymptotic approximations are placed at a truncation distance L_r from dam face to simulate infinite fluid region upstream of the reservoir (Olson and Bathe 1985b, Hamdan and Dowling 1995, ADINA 2011). The effect of reservoir truncation length on floor acceleration demands will be discussed later. Energy dissipation due to sedimentation can be simulated by considering a series of axially vibrating thin independent columns of infinite lengths, extending in the direction normal to reservoir bottom (Hall and Chopra 1982, Fenves and Chopra 1984). Using this analogy and the technique proposed by Lysmer and Kuhlemeyer (1969), we show that the absorptive condition at reservoir bottom can be approximated by a series of viscous dampers placed in the direction normal to reservoir bottom (Bouaanani and Lu 2009). These viscous dampers are illustrated in Figs. A.2 and A.3. To ensure compatibility between fluid and damper elements and enable fluid-structure interaction, isoparametric beam elements, with negligible mass and stiffness properties are inserted along reservoir-foundation interface. 2-node damper elements are then built by connecting beam element nodes to the ground. Damper and beam element nodes are constrained to move only perpendicularly to the reservoir bottom boundary. We show that the consistent vector of damping coefficients $c^{(e)}$ corresponding to each beam element e with length $l^{(e)}$ can be expressed in terms of mass density ρ_r , velocity of compression waves C_r and reflection coefficient α as

$$c^{(e)} = \rho_r C_r \left(\frac{1 + \alpha}{1 - \alpha} \right) \int_{-1}^1 N_b^T dr \quad (A.10)$$

where N_b the isoparametric shape function of the beam element and r the isoparametric coordinate. Figs. A.2 (a) and A.3 (a) illustrate the determination of viscous damping values for the 3-node beam elements used in this work. A Rayleigh damping equivalent to a modal damping $\xi_d = 5\%$ of the dam is adopted.

The analytical method described previously is programmed to obtain floor acceleration demands in any point of the gravity dams. The software ADINA (2011) is used to discretize the dry dams into 9-node plane stress finite elements to obtain the mode shapes, natural frequencies and corresponding modal participation factors. The same mesh densities of the dams in the coupled finite element models are used. A dam hysteretic damping factor $\eta_d = 0.1$ equivalent to a modal damping $\xi_d = 5\%$ is considered. The analytical method is used later to evaluate the effect of the number of included structural modes on floor acceleration demands.

The floor acceleration demands within each dam-reservoir system are determined under the effect of various seismic inputs described in the next section. Seismic demands within the dams with empty reservoirs are also determined for comparison purposes. All floor acceleration spectra are determined considering a viscous damping $\xi_s = 5\%$ of the appurtenant secondary structures. For practical discussion of the results hereafter, we refer to a dam with an empty reservoir as a dry structure, and as wet structure otherwise.

Earthquake loading

Four ground motions with acceleration time-histories and acceleration spectra illustrated in Fig. A.4 are considered in this work : (i) a horizontal component of Imperial Valley earthquake (1940) at station El Centro, (ii) a horizontal component of Parkfield earthquake (1966) at station Cholame no. 5, (iii) a horizontal component of Loma Prieta earthquake (1989) at station Gilroy Array no. 2, and (iv) a horizontal component of Saguenay earthquake (1988) at station Chicoutimi. These ground motions were selected considering the differences in their time-history traces as well as frequency content as shown in Fig. A.4. The effect of these variations on floor acceleration demands will be discussed in what follows.

Effect of reservoir truncation length

Finite element discretization of a semi-infinite rectangular reservoir requires its truncation at a finite length and application of an appropriate boundary condition that accounts for energy dissipation at the far upstream end. In this work, special infinite fluid finite elements provided in ADINA (2011) are used. It is important to investigate the effect of truncation length on the convergence of the results. For this purpose, special fluid elements are applied at three increasing truncation distances from dam face : $L_r = 2H_r$; $L_r = 4H_r$ and $L_r = 20H_r$. Fig. A.5 illustrates the floor acceleration response spectra obtained at the crests of dams D1 and D2 (Point A in Figs. A.2 and A.3 subjected to Imperial Valley ground motion considering the previously defined truncation lengths and a fully reflective reservoir bottom, i.e. $\alpha = 1$. The floor accelerations are non-dimensionalized with respect to the PGA of the applied ground motion. It can be seen that convergence of the results is ensured using a truncation length $L_r = 4H_r$.

To investigate convergence sensitivity to the location where floor acceleration spectra demands are computed, Fig. A.6 illustrates the profiles of maximum floor acceleration de-

mands $\Gamma(y)$ along the height y of the dams subjected to Imperial Valley ground motion and considering the three truncation lengths defined previously. The acceleration demands are determined along a middle line made of two segments relating points A, B and C as indicated in Figs. A.2 and A.3. Peak floor accelerations are non-dimensionalized with respect to the PGA of the applied ground motions to get a sense of the induced amplifications. The results in Fig. A.6 confirm that a truncation length of $L_r = 4H_r$ gives a good compromise between accuracy and efficient numerical computation. Hence, only results using this truncation length are presented and discussed in the rest of the paper. This corresponds to rectangular and irregular reservoirs truncated at a distance $L_r = 128.0$ m and $L_r = 344.0$ m from the D1 and D2 dam faces, respectively.

Effect reservoir geometry

In this section, we investigate the effect of reservoir geometry on floor acceleration demands within the studied dams. For this purpose, we consider the irregular reservoir geometries shown in Figs. A.2 (b) and A.3 (b). We note that the same truncation length $L_r = 4H_r$ is considered for the rectangular and irregular reservoir geometries for comparison purposes. Dams D1 and D2 are then subjected to the Imperial Valley, Parkfield, Loma Prieta, and Saguenay ground motions described previously. The resulting floor acceleration demands at the crests of dams D1 and D2 impounding rectangular and irregular geometry reservoirs are depicted in Fig. A.7. The acceleration demands at the crest of the dry structures are also shown for comparison purposes. This comparison shows that fluid-structure interaction effects are generally significant in the evaluation of floor acceleration demands of both dams. For both reservoir geometries, we observe that hydrodynamic loads can be neglected up to a frequency varying from approximately 1.5 Hz for dam D2 subjected to Imperial Valley ground motion to approximately 4 Hz for dams D1 and D2 subjected to Saguenay ground motion. After this frequency range, it is seen that fluid-structure interaction alters floor acceleration demands either in terms of amplitudes or frequency content. These results globally show that the more rigid is the dam-supported appurtenant structure, the more its dynamic response is affected by fluid-structure interaction. We also observe that fluid-structure interaction can lead to both either amplification or reduction of floor acceleration demands with respect to the empty reservoir case. This interesting result shows that, in some situations, maximum floor acceleration demands can be associated with an empty reservoir, and can then be obtained without recourse to fluid-structure interaction analyses.

Fig. A.7 also reveals that the influence of reservoir geometry is negligible over the whole studied frequency range for dam D1 when shaken by Parkfield earthquake, and only up to a frequency of about 15 Hz when the other ground motions are applied. After this frequency, the irregular reservoir is generally associated with larger floor acceleration demands at the crest of dam D1. Most important differences between floor accelerations corresponding to both types of reservoirs are however concentrated between 15 Hz and 25 Hz approximately. Examination of the response of dam D2 shows that reservoir geometry does not affect crest floor acceleration demands for frequencies up to about 5 Hz for all applied ground motions. After this frequency, the irregular reservoir corresponds to higher acceleration amplitudes up to a frequency of about 22 Hz under the effect of Saguenay ground motion, and over the whole frequency range for all other applied ground motions.

The previous results focused on the frequency evolution of seismic floor accelerations at the crest of dams D1 and D2. Non-dimensionalized maximum floor acceleration demands $\Gamma(y)/PGA$ along the height of the two dams are also illustrated in Fig. A.8. It is clearly seen that floor acceleration profiles are very sensitive to the dam studied and applied earthquake. For dam D1, the lowest floor accelerations are obtained for the dry structure under the effect of all considered earthquakes. Maximum differences with responses of the wet structure are produced by Parkfield and Saguenay ground motions, yielding to amplifications with respect to the dry case of about 130% and 65%, respectively. For dam D2, the dry structure develops the highest floor accelerations near the crest for all studied earthquakes. Below this location, the differences between maximum floor acceleration demands in the dry and wet structures vary depending on the earthquake applied as illustrated in Figs. A.8 (b), (d), (f) and (h). Largest floor acceleration demands for dam D2 are obtained within the dry structure under the effect of Saguenay earthquake, and within the wet structure when subjected to Imperial Valley and Parkfield ground motions. Imperial Valley and Loma Prieta earthquakes induce the least differences between maximum floor acceleration demands within dry and wet dam D2. We also observe from Fig. A.8 that reservoir geometry has generally little effect on maximum floor acceleration demands in both dams. Maximum differences between results corresponding to rectangular and irregular reservoirs are found at the crest, with the largest being observed at the crest of Dam D2 under the effect of Imperial Valley ground motion.

Effects of reservoir bottom wave absorption

The sensitivity of floor acceleration responses at the crest of dams D1 and D2 to reservoir bottom wave absorption is illustrated in Figs. A.9 and A.10, respectively. The dams impound

rectangular and irregular reservoirs characterized by bottom reflection coefficients of $\alpha=1.0$, $\alpha=0.8$, $\alpha=0.6$, $\alpha=0.4$ and $\alpha=0.2$ and are subjected to the Imperial Valley, Parkfield, Loma Prieta, and Saguenay ground motions as previously. The floor accelerations within the dry structures are also shown for comparison purposes. The results depicted in Fig. A.9 indicate that maximum effects of energy dissipation at reservoir bottom are generally concentrated around the main resonant segments of the curves, i.e. near 8 to 10 Hz. We observe that floor acceleration demands at the crest of dam D1 increase as reservoir bottom wave absorption is lower, with the full reflection case, i.e. $\alpha=1.0$, being generally notably distinct from the other absorption levels. Practically the same observations apply to the floor accelerations at the crest of dam D2 subjected to Imperial Valley and Parkfield earthquakes as illustrated by Fig. A.10 (a) to (d). However, the floor accelerations corresponding to Loma Prieta and Saguenay earthquakes do not follow the same trends as revealed by Figs. A.10 (e) to (h). For example, floor acceleration demands at the crest of dam D2 subjected to Saguenay ground motion are found to decrease with reservoir bottom wave absorption contrary to what was observed previously. For both dams, the effect of reservoir geometry could be neglected except for the fully reflective case, i.e. $\alpha=1.0$. This effect is observed at frequencies higher than approximately 15 Hz for dam D1. The same effect is less definite for dam D2, except when subjected to Imperial Valley earthquake and for frequencies up to 20 Hz. Overall, it can be concluded that reservoir geometry effects are attenuated as energy dissipation is increased due to higher reservoir bottom wave absorption.

Figs. A.11 and A.12 show the profiles of maximum floor accelerations along the heights of dams D1 and D2, respectively. It is seen that maximum floor accelerations increase with lower reservoir bottom wave absorption for dam D1, and that the lowest peak floor accelerations correspond to the empty reservoir. However, the dispersion of the profiles depends on the earthquake applied, varying from very close for Imperial Valley and Loma Prieta ground motions, to more separated for Parkfield and Saguenay ground motions. Maximum amplifications for dam D1 vary from about 10 under the effect of Loma Prieta ground motion to about 27 under the action of Saguenay ground motion. These amplifications are slightly higher for the rectangular reservoir. Fig. A.12 shows that the profiles of maximum floor acceleration demands within dam D2 present different features. First, maximum amplifications under the effect of Imperial Valley earthquake are almost identical for all reservoir bottom absorption levels except the fully reflective case. We also observe that maximum floor accelerations increase with lower reservoir bottom wave absorption under the effect of Loma Prieta earthquake, while this trend does not apply for Parkfield and Saguenay earthquakes.

Effects of water compressibility

The previous results were obtained assuming that water in the reservoir is compressible. In this section, we investigate the effect of this assumption by comparing the results to cases : (i) where the water in the reservoir is assumed incompressible by considering a very large bulk modulus as explained previously, and (ii) where hydrodynamic loads are modeled using Westergaard's added mass formulation (Westergaard, 1933). According to the latter formulation, the effect of the reservoir is equivalent to inertia forces generated by a body of water of parabolic shape moving back and forth with the vibrating dam which is assumed rigid. The added mass m_i to be attached to a node i belonging to dam-reservoir interface can be obtained as

$$m_i = \frac{7}{8} \rho_r S_i \sqrt{H_r (H_r - y_i)} \quad (\text{A.11})$$

where y_i denotes the height of node i above the dam's base and S_i the transverse surface area associated to node i , considering a unit-thick slice of the studied gravity dam. The same 9-node finite element models described previously are used and a consistent formulation is applied to evaluate the added masses.

Figs. A.13 to A.16 compare the results obtained using incompressible water assumption and added mass formulation to those corresponding to a fully reflective reservoir containing compressible water. The responses of the dry structures are also plotted for comparison purposes. These figures clearly show the high sensitivity of floor acceleration demands to above-mentioned reservoir modeling assumptions, and illustrate that water compressibility affects the dynamic response of appurtenant secondary structures differently depending on the dam and frequency ranges considered. It is first seen that reservoir geometry has practically no effect on the floor acceleration demands corresponding to the incompressible water assumption, as opposed to the higher sensitivity associated with energy radiation in the reservoir due to water compressibility. The incompressible water assumption induces the highest floor acceleration demands at the crest of dam D1 subjected to Imperial Valley and Loma Prieta earthquakes and the crest of dam D2 subjected to Loma Prieta and Parkfield earthquakes. The added mass formulation leads to the largest peak floor accelerations at the crest of dam D1 subjected to Saguenay ground motion, and at the crest of dam D2 subjected to Imperial Valley and Saguenay ground motions. Floor accelerations corresponding to the compressible water assumption are the largest only for dam D1 subjected to Parkfield and Saguenay earthquakes. The floor acceleration spectra at dam crest corresponding to the three assumptions are practically identical in the lower frequency range up to about 8 Hz for dam D1 and about 3 Hz for more flexible dam D2. At higher frequencies, floor acceleration

demands corresponding to incompressible water assumption and added mass formulation are generally closer, as dam flexibility effects diminish. The profiles of maximum floor acceleration demands confirm the sensitivity of the responses to reservoir modeling assumptions, with differences generally decreasing as the position where seismic demand is computed is lower. The largest difference between the results corresponding to compressible and incompressible water assumptions is obtained at the crest of dam D2 subjected to Saguenay earthquake as illustrated in Figs. A.16 (g) or (h).

Effects of higher vibration modes of the dry structure

The simplified procedure presented previously is applied next to assess the number N_s of structural modes to be included in analysis on floor acceleration demands. Figs. A.17 to A.20 show the obtained results for $N_s = 1$, $N_s = 3$, $N_s = 5$ and $N_s = 7$. The cases of the dry dams are also presented to illustrate the effect of dam-reservoir interaction on the results. It is clearly seen that the number of modes to be included in the analysis depends on the flexibility of the dam and the predominant frequency range of the appurtenant secondary structure considered. For example, for the dry dam D1, the results show that : (i) the fundamental mode is required to obtain floor acceleration demands at frequencies up to about 15 Hz for all earthquakes, and (ii) two modes are required to cover the whole frequency range for all earthquakes except Saguenay ground motion, which necessitates including five structural modes in the high frequency range, although the error introduced otherwise is negligible as can be seen from Fig. A.17 (g). The same observations apply for the wet dam D1, with the difference that the error introduced by considering less than required structural modes is slightly attenuated with respect to the dry case. Fig. A.18 shows that a fundamental mode analysis is sufficient to assess maximum floor acceleration demands as they occur at low frequencies less than 15 Hz for dam D1. For higher dam D2, we observe, as expected, that more modes are required to obtain convergence of floor acceleration demands for the same frequency range. For instance, fundamental mode response is valid only for a frequency range up to 5 Hz, while 5 modes are needed to cover the whole frequency range considered as shown in Fig. A.19. It is also seen that in this case, fundamental mode analysis can lead to inaccurate maximum floor acceleration demands as for the dry dam subjected to Imperial Valley and Parkfield earthquakes, or the wet structure subjected to Saguenay ground motion.

Proposed Floor Frequency Response Functions

The results presented previously were obtained under the effects of four earthquakes with various time-history traces and frequency contents. For preliminary design and safety evaluation purposes, it is generally worth carrying out a harmonic analysis to compare floor acceleration demands within different dams or the same dam considering various assumptions. In this section, we propose a new approach for assessing floor acceleration demands under the effect of unit horizontal harmonic ground acceleration $\ddot{u}_g(t) = e^{i\omega t}$, where ω is the exciting frequency. For this purpose, we introduce a floor frequency response function (FFRF) which defines the relationship between the horizontal acceleration \ddot{u}_s of the appurtenant secondary structure and the exciting frequency ω as

$$\ddot{u}_s(\omega) = -\omega^2 \sum_{j=1}^{m_s+1} \tilde{\psi}_j^{(x)}(x_s, y_s) \tilde{\tilde{Z}}_j(\omega) \quad (\text{A.12})$$

where $\tilde{\psi}_j^{(x)}(x_s, y_s)$ denotes the x -component of the j^{th} structural mode shape of the coupled system combining the dam and appurtenant secondary structure, taken along the SDOF representing the secondary structure, and $\tilde{\tilde{Z}}_j$ is the corresponding generalized coordinate. The number of mode shapes included in the analysis is equal to that assuring convergence for the dam-reservoir system, i.e. m_s , plus one mode to account for the vibration of the secondary structure SDOF. The vector $\tilde{\tilde{\mathbf{Z}}}$ of generalized coordinates $\tilde{\tilde{Z}}_j$, $j = 1 \dots m_s + 1$, can be obtained by solving the system of equations

$$\tilde{\tilde{\mathbf{S}}} \tilde{\tilde{\mathbf{Z}}} = \tilde{\tilde{\mathbf{Q}}} \quad (\text{A.13})$$

where, for $n = 1 \dots v + 1$ and $j = 1 \dots m_s + 1$

$$\tilde{\tilde{S}}_{nj}(\omega) = \left[-\omega^2 + (1 + \beta \eta_c) \tilde{\omega}_n^2 \right] \delta_{nj} + \omega^2 \int_0^{H_r} \bar{p}_j(0, y, \omega) \psi_n^{(x)}(0, y) dy \quad (\text{A.14})$$

$$\tilde{\tilde{Q}}_n(\omega) = -\tilde{\psi}_n^T \mathbf{M}_{cc} \mathbf{1} + \int_0^{H_r} \bar{p}_0(0, y, \omega) \psi_n^{(x)}(0, y) dy \quad (\text{A.15})$$

in which η_c , $\tilde{\omega}_n$, $\tilde{\psi}_n$ and \mathbf{M}_{cc} are the hysteretic damping factor, natural frequency, structural mode shape and mass matrix corresponding to the coupled system combining the dam and secondary structure, respectively. We note that the integral terms in Eqs. (A.14) and (A.15) are the same as in Eqs. (A.8) and (A.9), respectively, since it is assumed that the presence of the dam-supported appurtenant structure does not affect hydrodynamic pressure within the reservoir.

To illustrate the application of the proposed FFRFs, the dynamic responses of two appurtenant secondary structures with fundamental frequencies of 5 Hz and 15 Hz are considered next. The secondary structures, referred hereafter as the 5 Hz- and 15 Hz-systems are connected to point A of coordinates (x_A, y_A) on the crest of each of dams D1 and D2 (Figs A.2 and A.3). Fig. A.21 compares the FRFs $\bar{\ddot{u}}_A$ of horizontal accelerations at point A, given by

$$\bar{\ddot{u}}_A(\omega) = -\omega^2 \sum_{j=1}^{m_s} \psi_j^{(x)}(x_A, y_A) \bar{Z}_j(\omega) \quad (\text{A.16})$$

to FFRFs $\bar{\ddot{u}}_s$ of the secondary structures. The cases of (i) empty, (ii) compressible and (iii) incompressible water reservoirs are considered for comparison purposes. The peaks in the FRFs of Figs. A.21 (a) and (b) correspond to the vibration frequencies of the dam-reservoir systems without the secondary structures. These FRFs also illustrate the effects of compressible or incompressible water assumptions with respect to the dynamic response of the empty dam. The FFRFs in Figs. A.21 (c) to (f) first show that the relative differences between the amplitudes of the FFRFs corresponding to the three cases, i.e. empty, compressible and incompressible water reservoirs, depend on the exciting frequency as FRFs, but that they attenuate quickly after approximately 12 Hz and 25 Hz for the 5 Hz- and 15 Hz-systems, respectively. At dam D1, we observe that the maximum acceleration response of the 5 Hz-system (respectively 15 Hz-system) is obtained when the dam impounds a compressible (resp. incompressible) water reservoir. At dam D2, maximum acceleration response of the 5 Hz-system (respectively 15 Hz-system) is obtained when the reservoir is empty (resp. full with an incompressible water assumption).

For all four cases, frequencies at which resonant responses occur include the fundamental frequencies of the dam-supported appurtenant structures. Comparison with the FRFs in Figs. A.21 (a) and (b) reveals that the other resonant peaks correspond roughly to the frequencies of the dam alone or dam-reservoir systems, although slightly shifted in some cases due to interaction between the secondary structure and the rest of the system. For instance, for dam D1 with an empty reservoir, the first mode also corresponds to resonant responses of the dam with both secondary structures, while the effect of the second mode is attenuated for the dam supporting the 15 Hz-system, and considerably attenuated for the dam supporting the 5 Hz-system. The same applies to dam D1 impounding a compressible reservoir, except that the responses corresponding to the second and third modes of the dam-reservoir system are significantly flattened for both appurtenant secondary structures. When dam D1 impounds an incompressible reservoir, the resonant response corresponding to the first mode of the dam-reservoir system is slightly shifted towards lower frequencies for both secondary

systems, as well as the attenuated response corresponding to the second mode for the 15 Hz-system. For higher dam D2, practically the same previous analysis can be applied, except that the frequency shifts are less pronounced than for dam D1. We also observe a larger amplification of accelerations at the fundamental frequencies of 5 Hz and 15 Hz of the secondary structures since these frequencies are close to those corresponding to the fundamental mode for the empty dam and third mode of the dam impounding an incompressible reservoir.

Conclusions

This paper presented an original investigation of the sensitivity of floor acceleration demands in gravity dams to various modeling assumptions of the impounded reservoir. Two techniques were used to obtain floor acceleration demands : a coupled dam-reservoir finite element model and a semi-infinite reservoir analytical model. Both techniques were applied to typical dam-reservoir systems with different geometries. The dam-reservoir systems were subjected to ground motions with various frequency contents and the resulting floor acceleration demands within the dams were studied through examination of floor acceleration spectra obtained at the crest of the studied dams, and maximum floor acceleration demands along their height. A detailed analysis of the effects of reservoir geometry, water compressibility, reservoir bottom wave absorption and dam higher vibration modes was presented. Seismic demands within the dams with empty reservoirs were also determined for comparison purposes. The following main conclusions could be drawn :

- If the geometry of the reservoir is assumed rectangular, a truncation length equal to four times the height of the reservoir was found to be a good compromise between accuracy and efficient numerical computation of floor acceleration demands within the studied dams.
- Fluid-structure interaction effects are generally significant in the evaluation of floor acceleration demands, except at the very low frequency range. It was found that these effects can lead to both either amplification or reduction of floor acceleration demands with respect to the empty reservoir case.
- Reservoir geometry cannot always be assumed rectangular as usually done in practical 2D seismic analyses, as higher floor acceleration demands can be induced by irregular reservoir geometries as illustrated by the case studies in the paper. Reservoir geometry effects were found to attenuate with increasing energy dissipation due to higher reservoir bottom wave absorption. These effects also vanish if water in the reservoir is assumed incompressible.

- The dynamic response of a dam-supported appurtenant structure can be affected by energy dissipation at reservoir bottom according to both trends corresponding to either increasing or decreasing floor acceleration demands with lower reservoir bottom wave absorption. Maximum effects are however generally concentrated around the main resonant segments of the floor acceleration spectra.
- The results revealed a high sensitivity of floor acceleration demands to reservoir modeling assumptions as an added mass, incompressible or compressible water domain. Water compressibility was found to affect the dynamic response of dam-supported appurtenant structures differently depending on the dam and frequency ranges considered. Floor acceleration demands corresponding to the three assumptions are however practically identical in the low frequency range.
- Fundamental mode analysis can be sufficient to obtain low frequency range floor acceleration demands within rigid dams, while more modes are required to assess the dynamic response of appurtenant secondary structures vibrating at larger frequencies on more flexible dams.

Finally, floor frequency response functions were developed to assess floor acceleration demands at the stage of preliminary seismic design or safety evaluation of dam-supported appurtenant structures. We showed through examples that the proposed approach can be effectively used to compare floor acceleration demands within different dams or within the same dam considering various modeling assumptions of the reservoir.

Acknowledgements

The authors would like to acknowledge the financial support of the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC) and the Quebec Fund for Research on Nature and Technology (FQRNT).

Figures

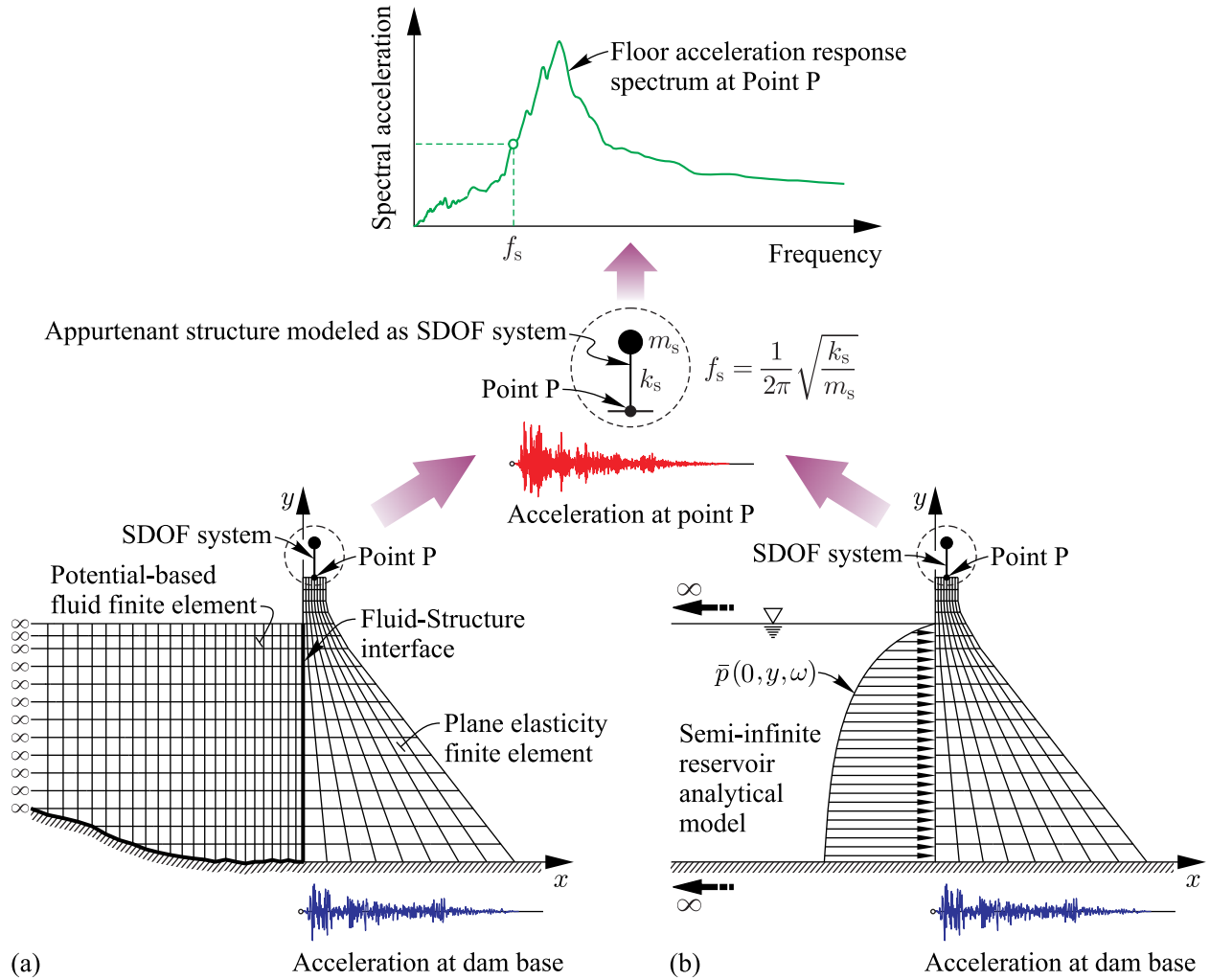


Figure A.1 Illustration of the computation of floor acceleration spectra at a given point P of a gravity dam : (a) using a coupled dam-reservoir finite element model ; and (b) using a semi-infinite reservoir analytical model.

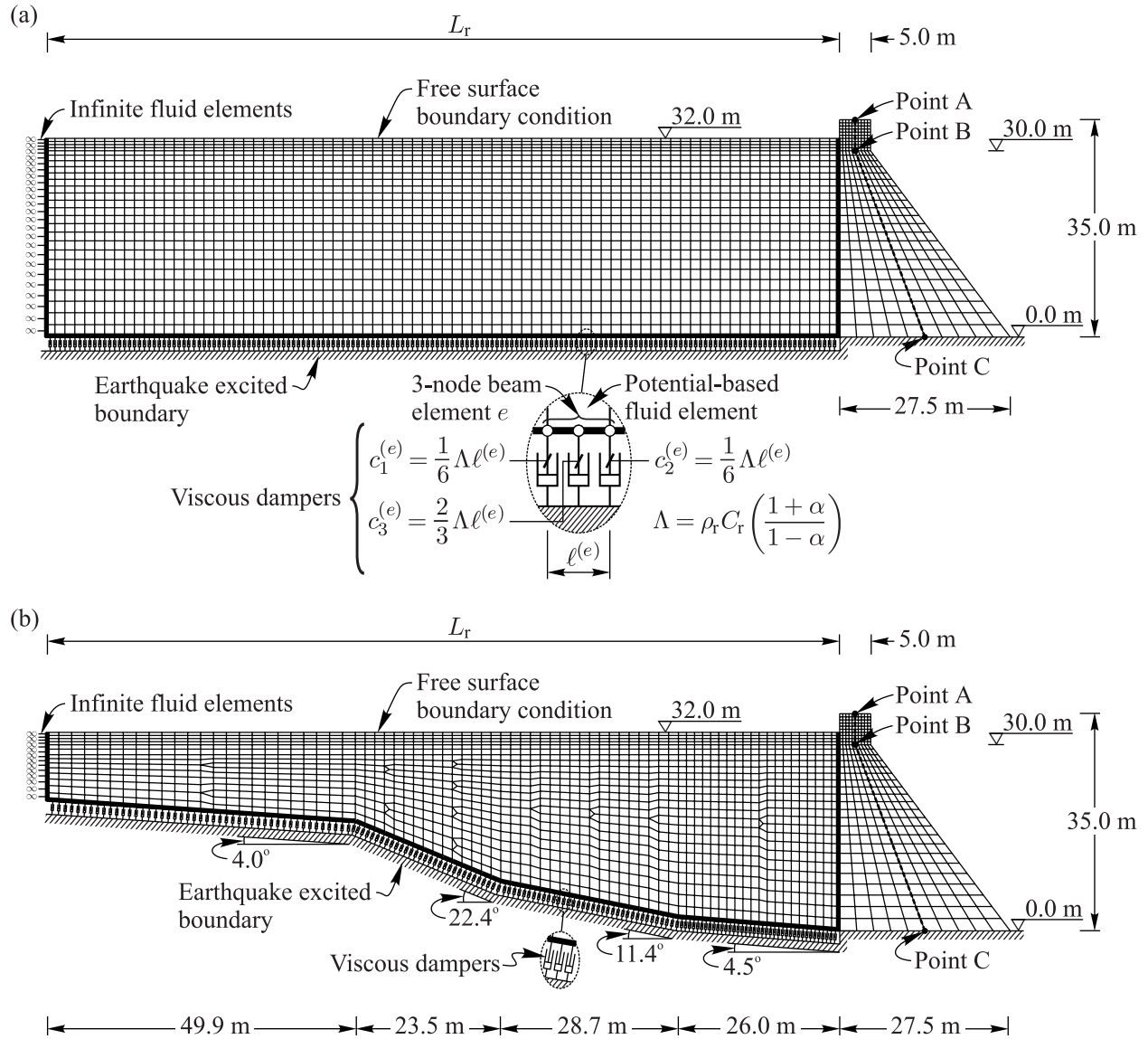


Figure A.2 Dimensions of the 35 m-high dam (D1) impounding reservoirs with : (a) rectangular, (b) and irregular geometries.

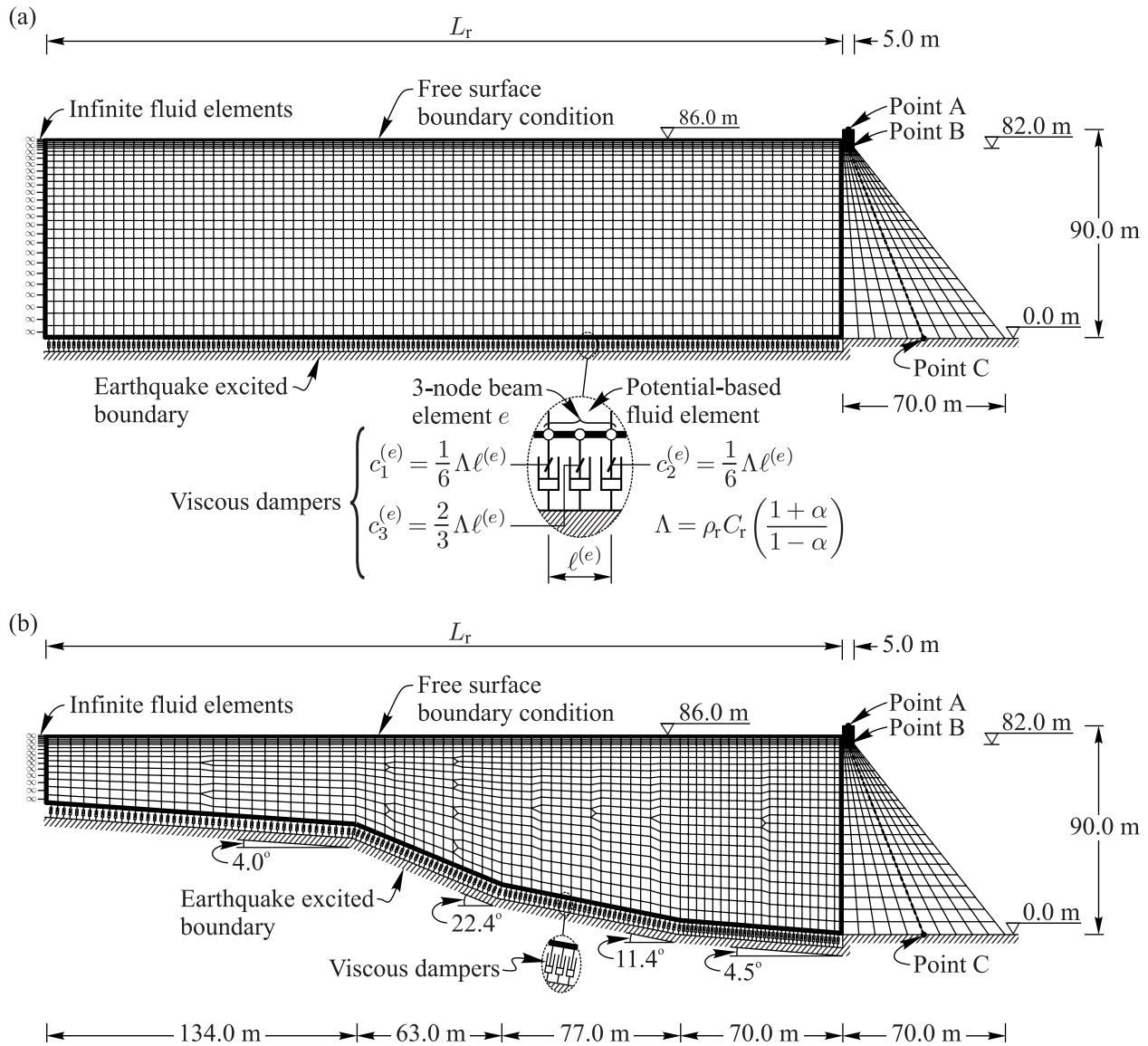


Figure A.3 Dimensions of the 90 m-high dam (D2) impounding reservoirs with : (a) rectangular, (b) and irregular geometries.

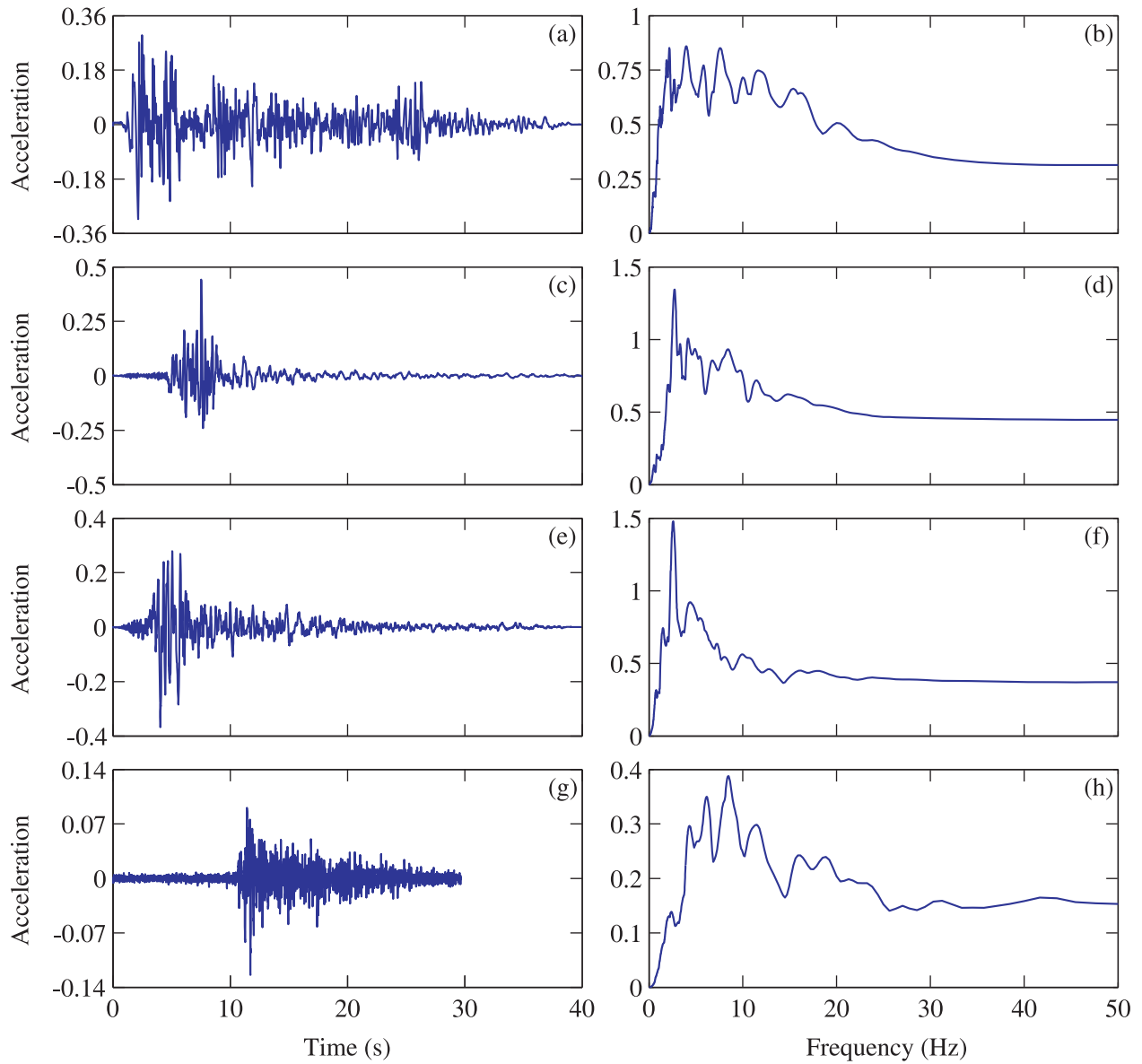


Figure A.4 Acceleration time-histories and acceleration spectra of the ground motions considered : (a) Imperial Valley earthquake (1940) horizontal component at Elcentro ; (b) Parkfield earthquake (1966) horizontal component at Cholame Array no. 5 ; (c) Loma Prieta earthquake (1989) horizontal component at Gilroy Array no. 2 ; (d) Saguenay earthquake (1988) horizontal component at Chicoutimi.

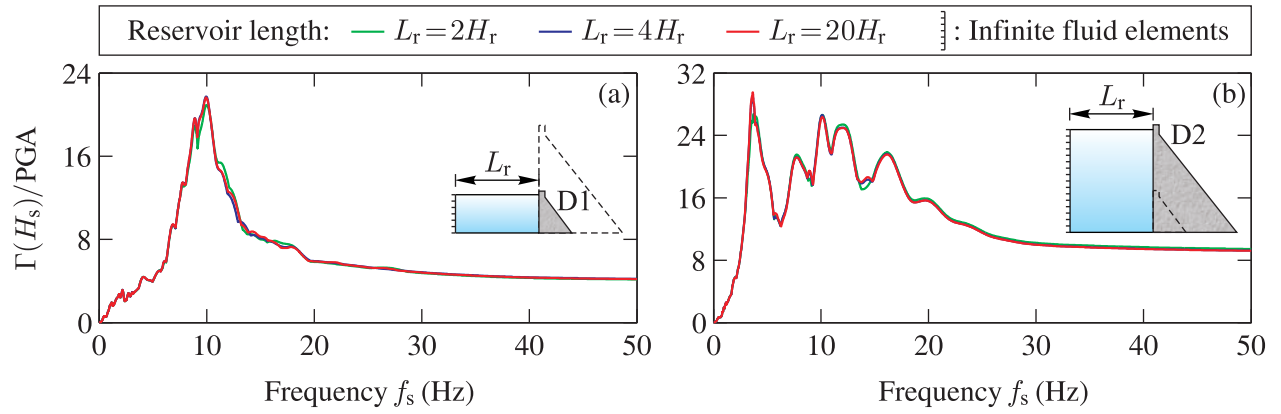


Figure A.5 Floor acceleration demands at the crests of dams D1 and D2 subjected to Imperial Valley earthquake considering truncation lengths $L_r = 2H_r$, $L_r = 4H_r$ and $L_r = 20H_r$: (a) Dam D1, and (b) Dam D2.

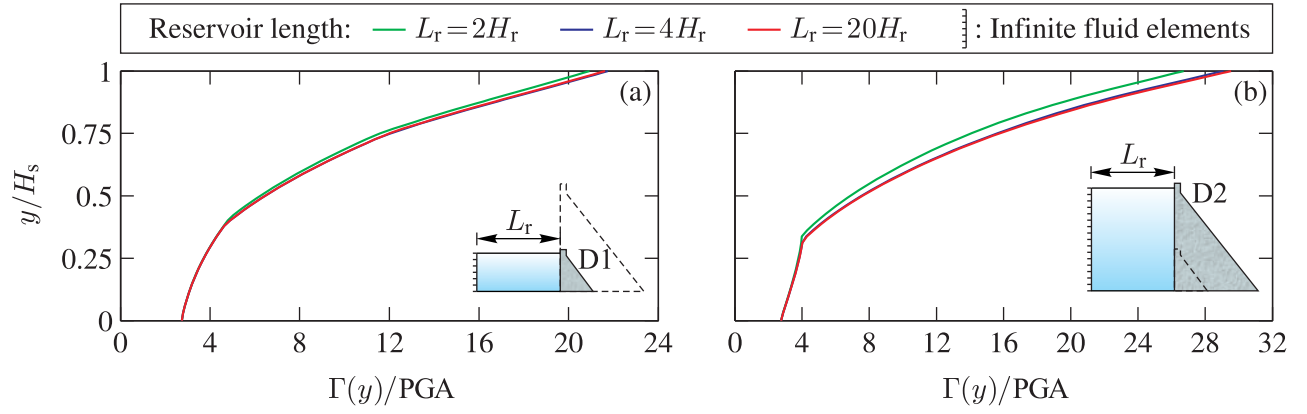


Figure A.6 Peak floor acceleration demands along the height of dams D1 and D2 subjected to Imperial Valley earthquake considering truncation lengths $L_r = 2H_r$, $L_r = 4H_r$ and $L_r = 20H_r$: (a) Dam D1, and (b) Dam D2.

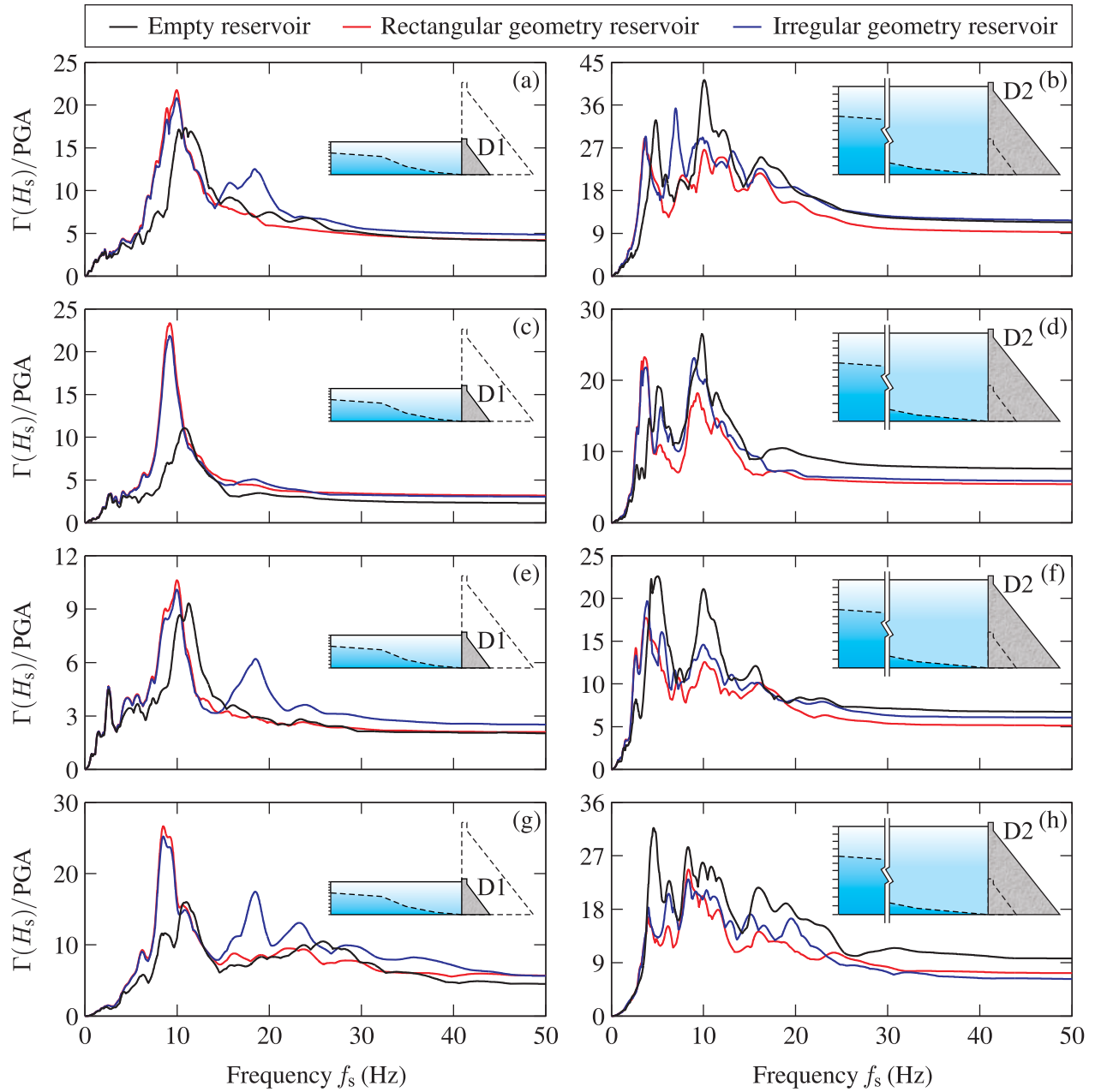


Figure A.7 Floor acceleration demands at the crests of dams D1 and D2 impounding rectangular and irregular geometry reservoirs and subjected to : (a) and (b) Imperial Valley (1940) ground motion ; (c) and (d) Parkfield (1966) ground motion ; (e) and (f) Loma Prieta (1989) ground motion ; and (g) and (h) Saguenay (1988) ground motion.

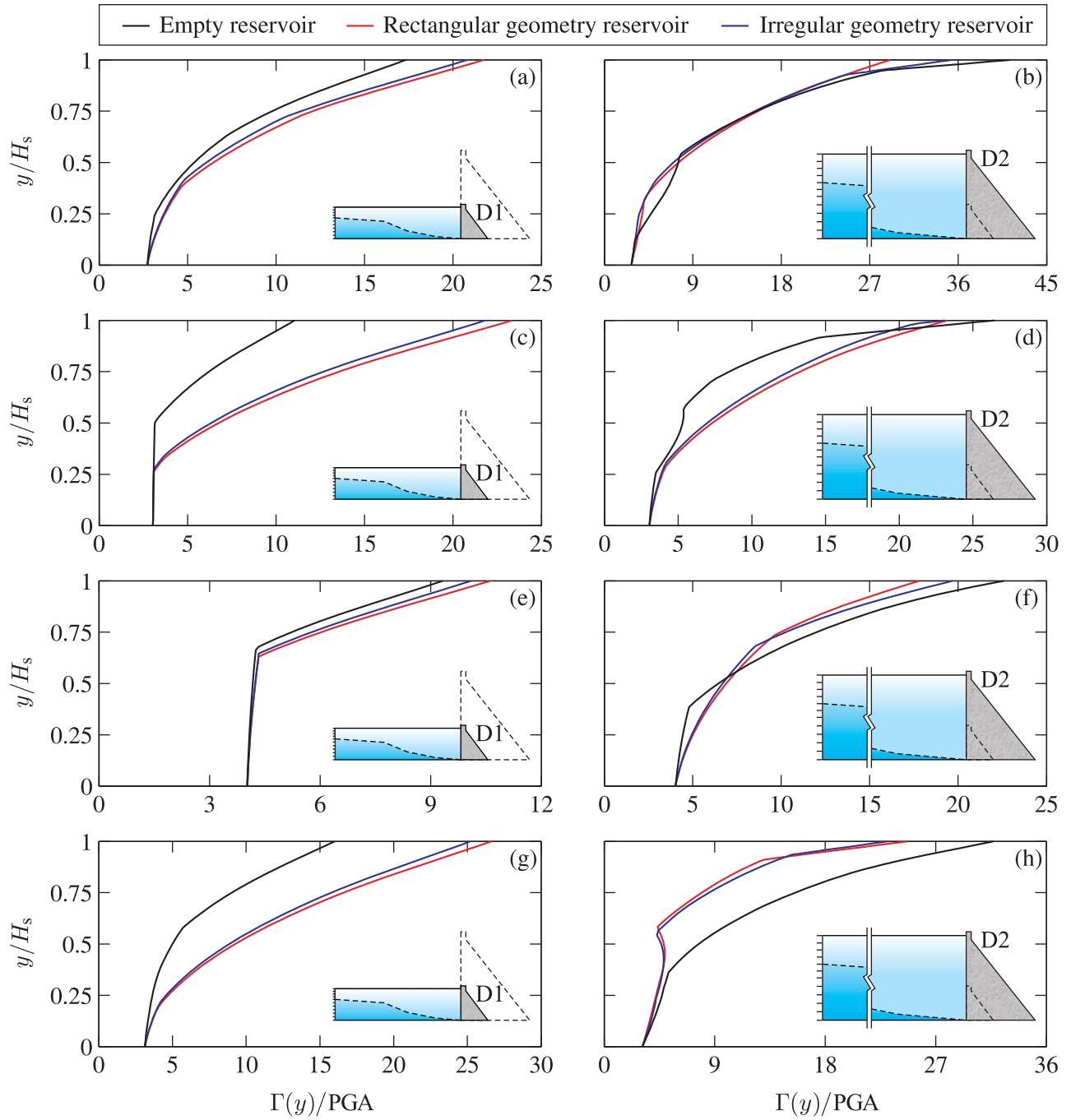


Figure A.8 Maximum floor acceleration demands along the height of dams D1 and D2 impounding rectangular and irregular geometry reservoirs and subjected to : (a) and (b) Imperial Valley (1940) ground motion ; (c) and (d) Parkfield (1966) ground motion ; (e) and (f) Loma Prieta (1989) ground motion ; and (g) and (h) Saguenay (1988) ground motion.

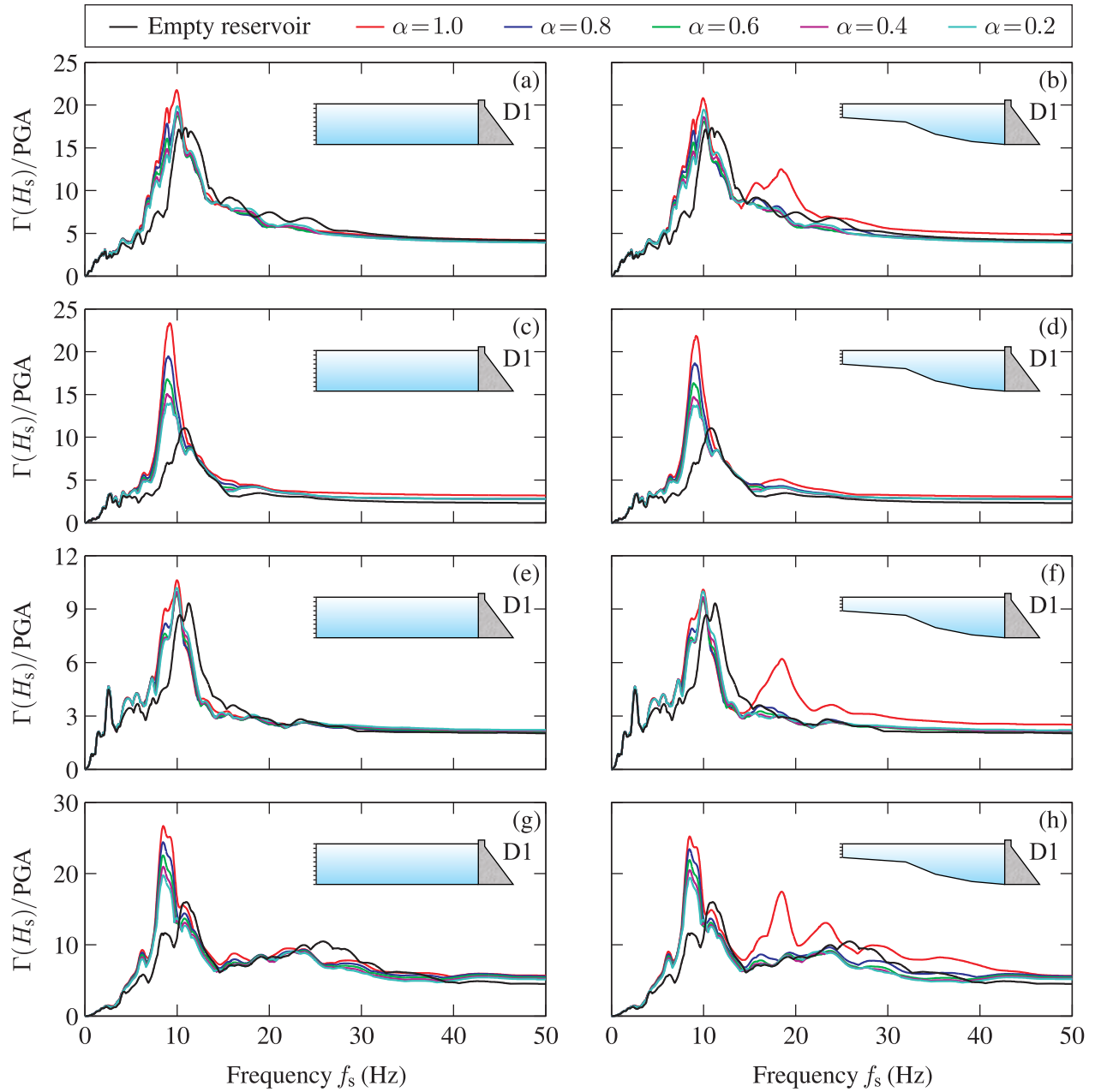


Figure A.9 Effects of reservoir bottom wave absorption and reservoir geometry of the floor acceleration demands at the crest of dam D1 subjected to : (a) and (b) Imperial Valley (1940) ground motion ; (c) and (d) Parkfield (1966) ground motion ; (e) and (f) Loma Prieta (1989) ground motion ; and (g) and (h) Saguenay (1988) ground motion.

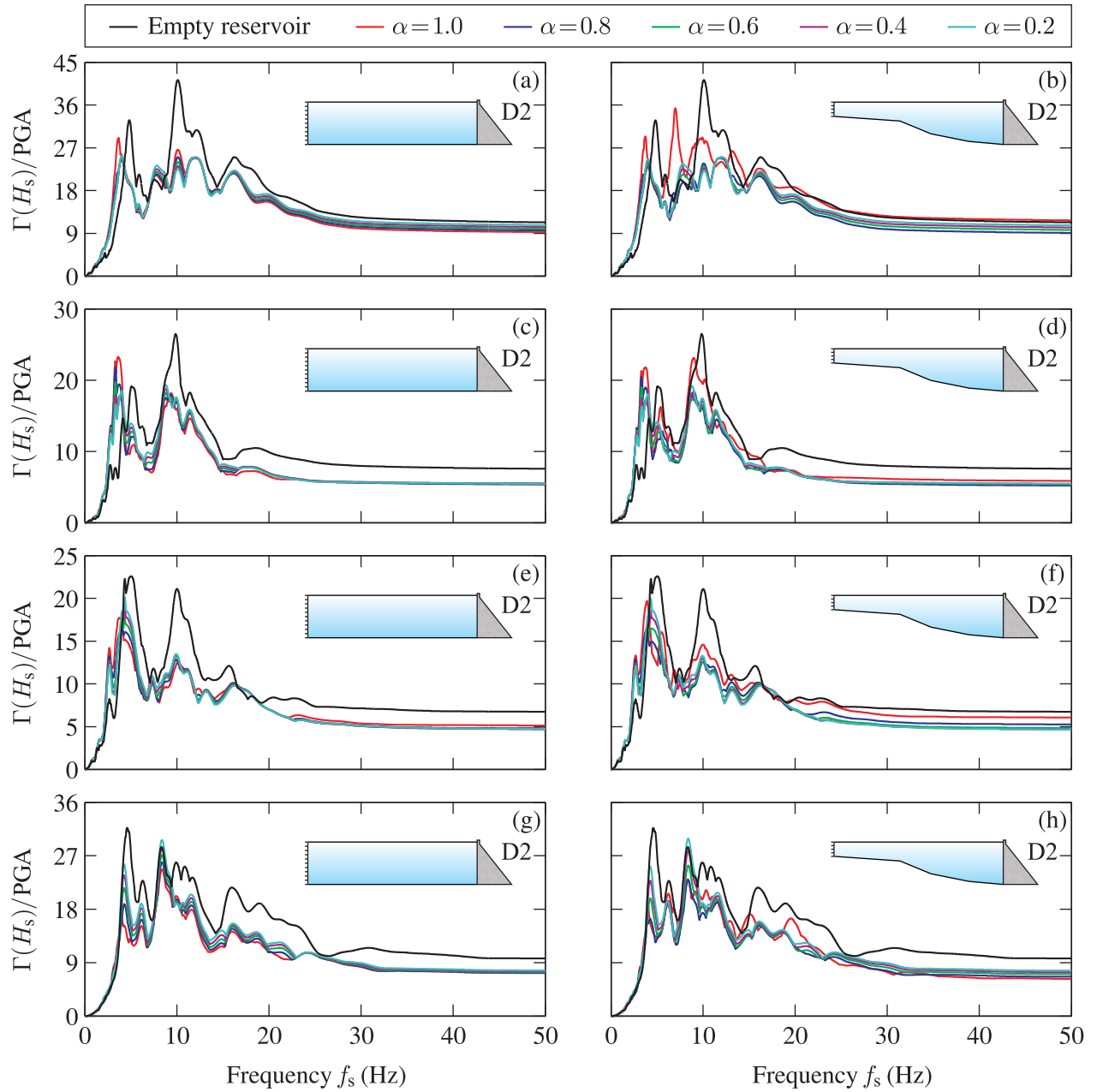


Figure A.10 Effects of reservoir bottom wave absorption and reservoir geometry of the floor acceleration demands at the crest of dam D2 subjected to : (a) and (b) Imperial Valley (1940) ground motion ; (c) and (d) Parkfield (1966) ground motion ; (e) and (f) Loma Prieta (1989) ground motion ; and (g) and (h) Saguenay (1988) ground motion.

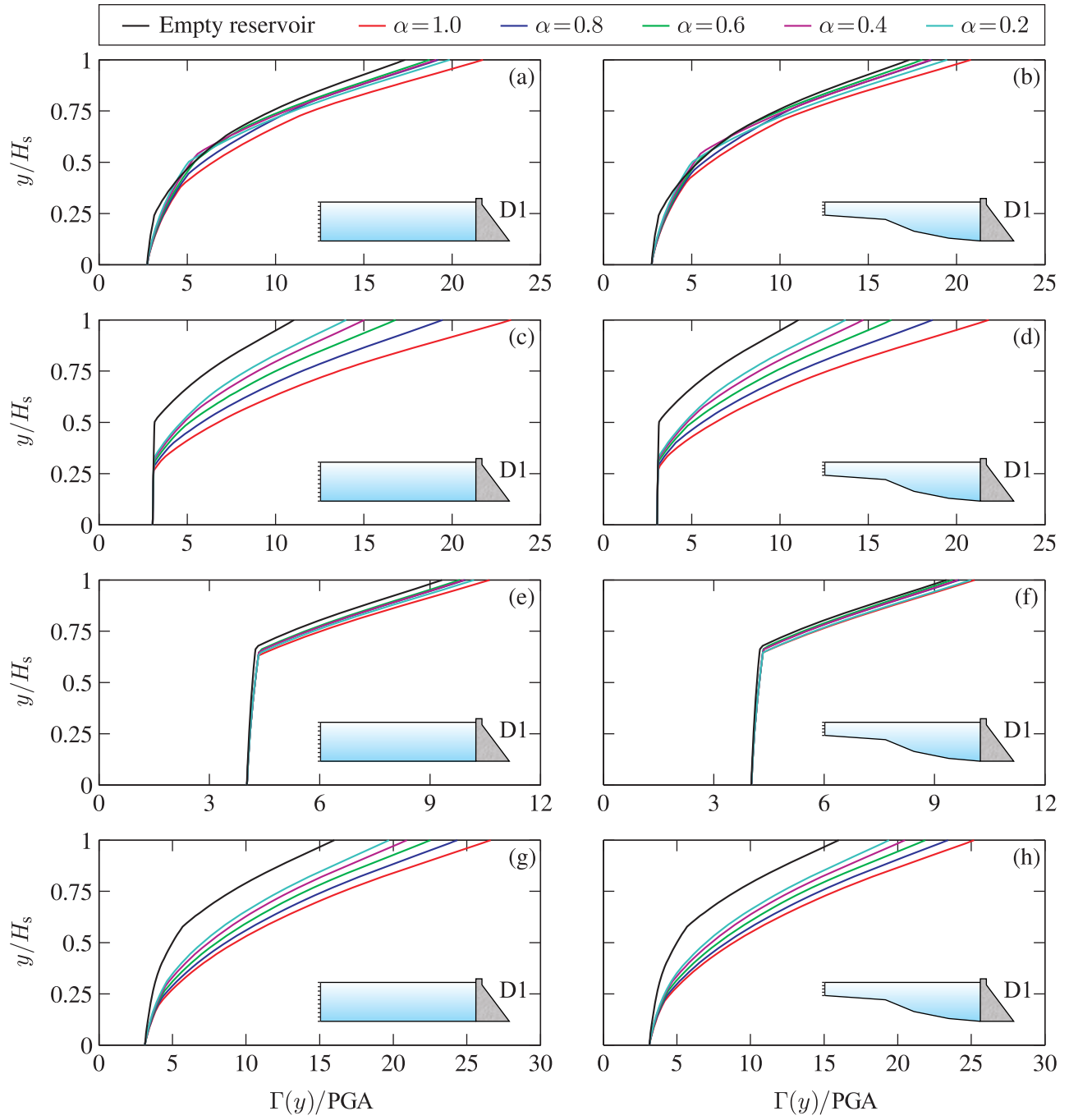


Figure A.11 Effects of reservoir bottom wave absorption and reservoir geometry of the maximum floor acceleration demands along the height of dam D1 subjected to : (a) and (b) Imperial Valley (1940) ground motion ; (c) and (d) Parkfield (1966) ground motion ; (e) and (f) Loma Prieta (1989) ground motion ; and (g) and (h) Saguenay (1988) ground motion.

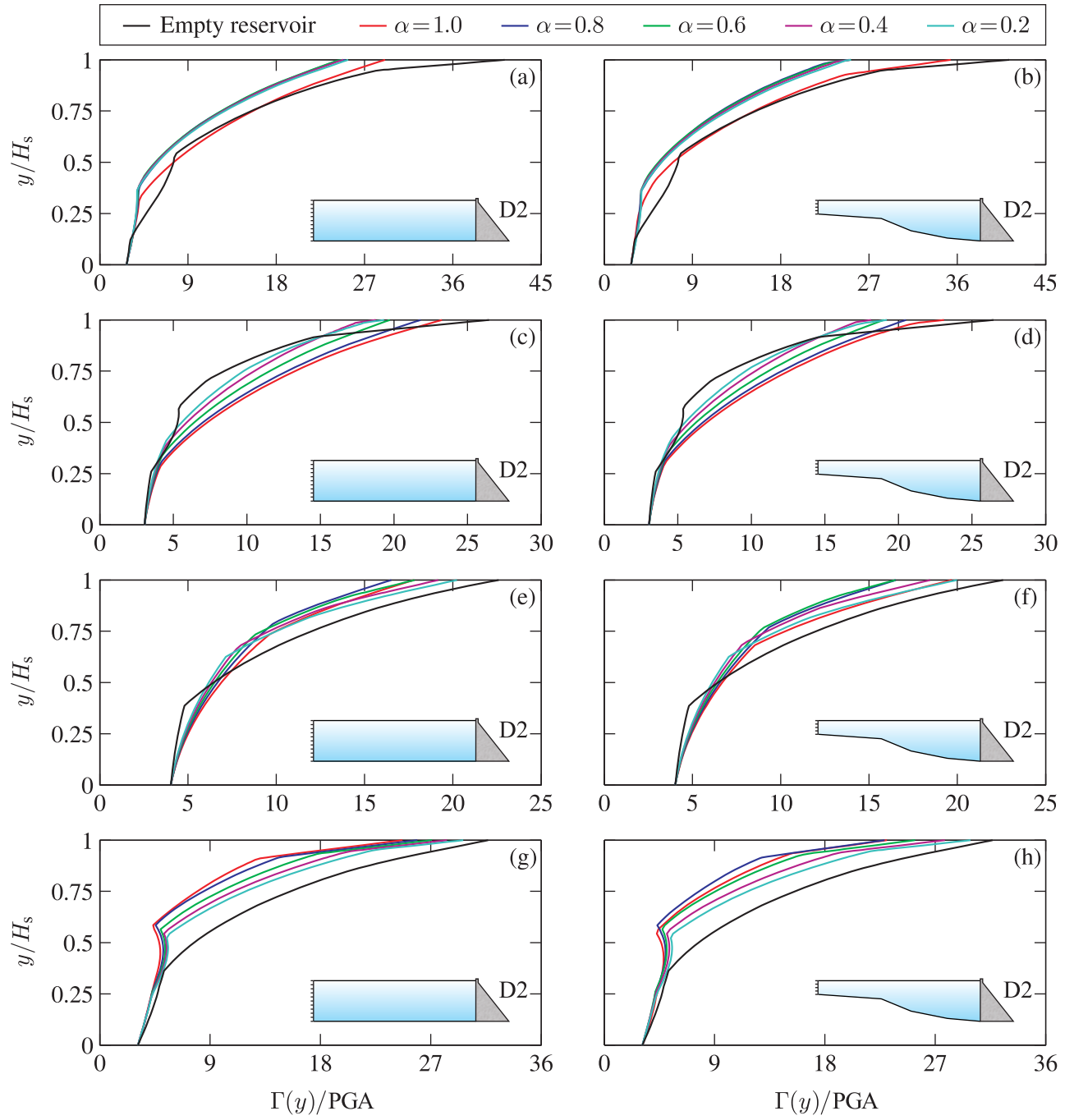


Figure A.12 Effects of reservoir bottom wave absorption and reservoir geometry of the maximum floor acceleration demands along the height of dam D2 subjected to : (a) and (b) Imperial Valley (1940) ground motion ; (c) and (d) Parkfield (1966) ground motion ; (e) and (f) Loma Prieta (1989) ground motion ; and (g) and (h) Saguenay (1988) ground motion.

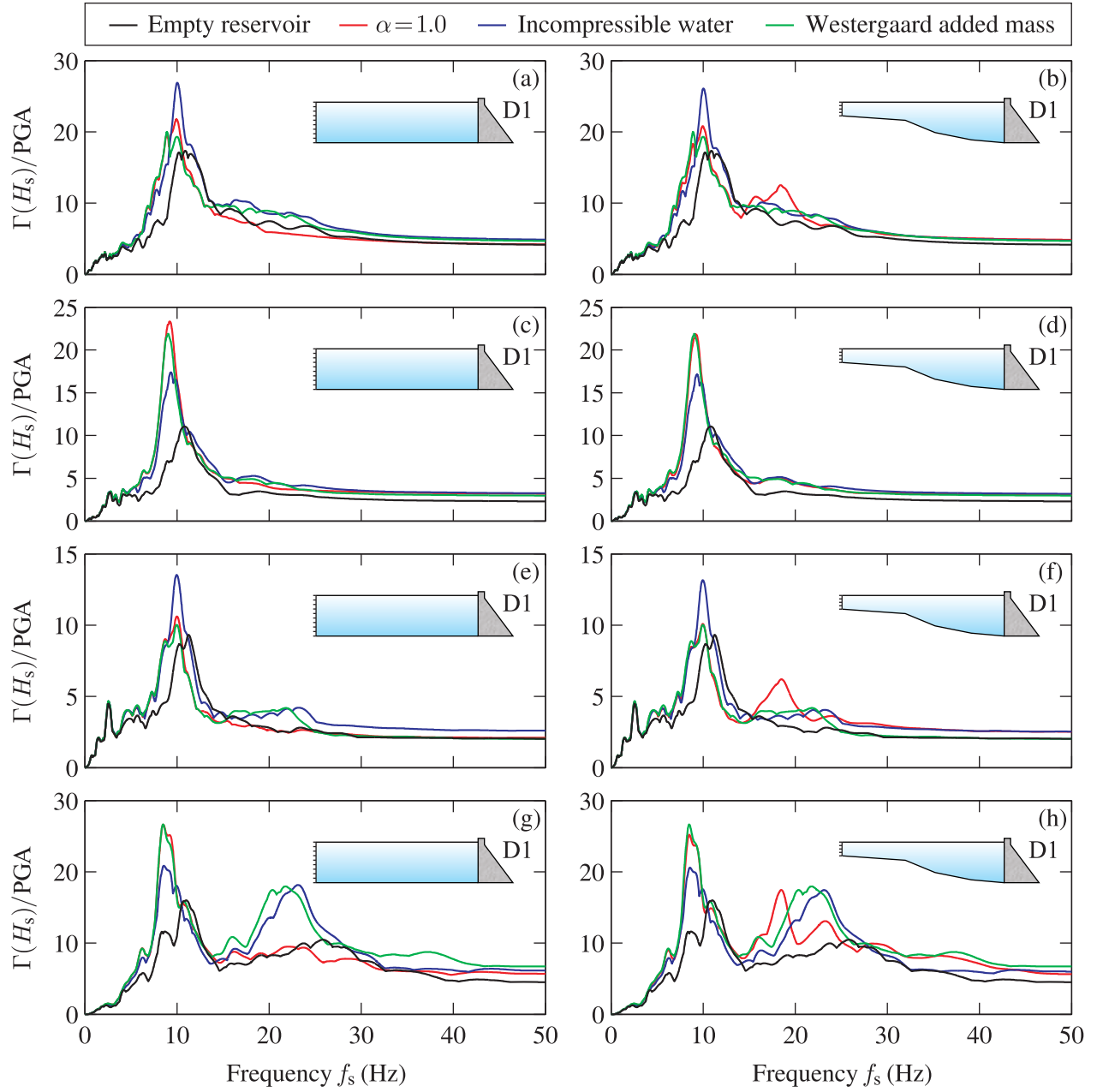


Figure A.13 Effects of water modeling assumptions on floor acceleration demands at the crest of dam D1 subjected to : (a) and (b) Imperial Valley (1940) ground motion ; (c) and (d) Parkfield (1966) ground motion ; (e) and (f) Loma Prieta (1989) ground motion ; and (g) and (h) Saguenay (1988) ground motion.

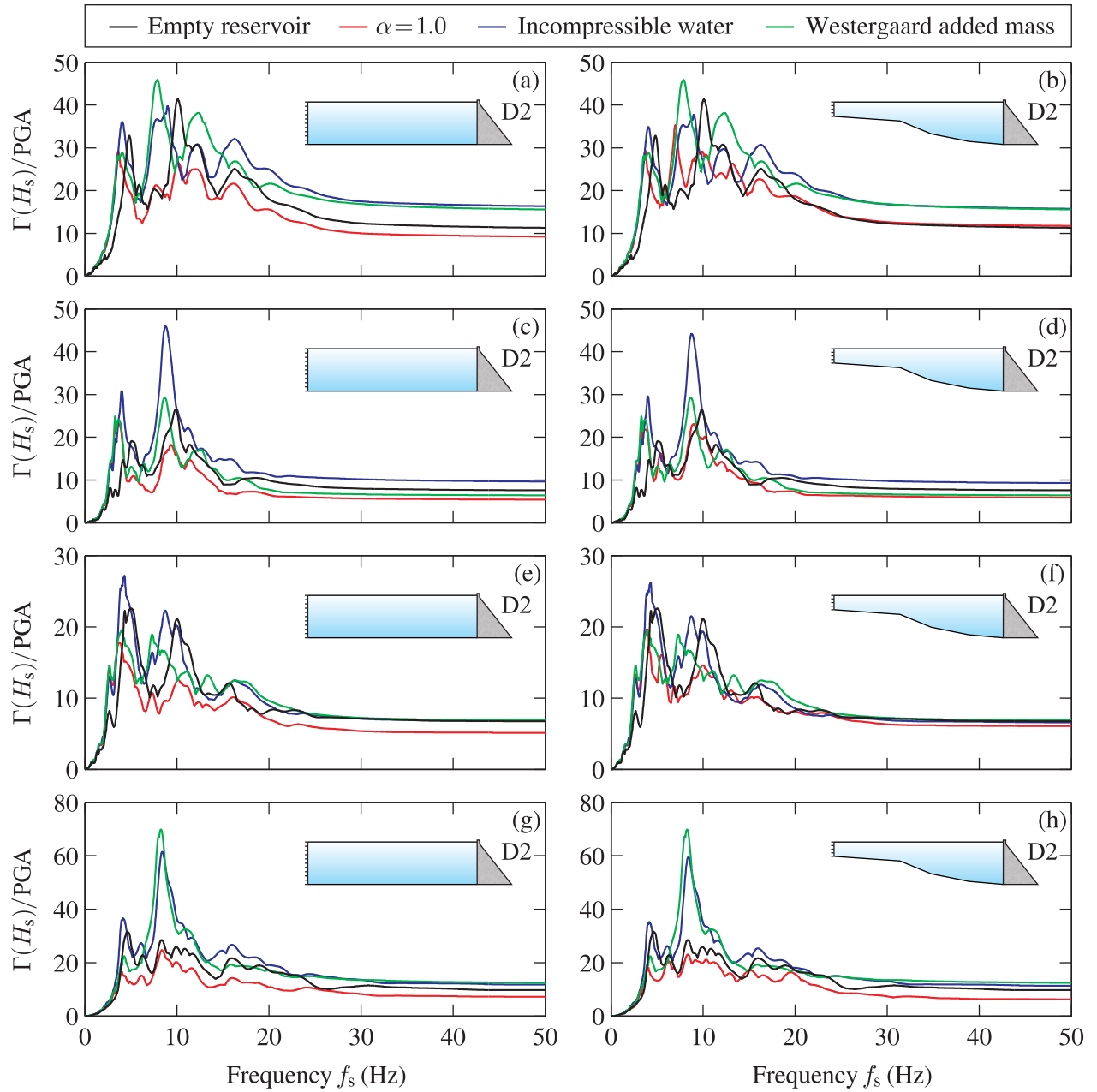


Figure A.14 Effects of water modeling assumption on the floor acceleration demands at the crest of dam D2 subjected to : (a) and (b) Imperial Valley (1940) ground motion ; (c) and (d) Parkfield (1966) ground motion ; (e) and (f) Loma Prieta (1989) ground motion ; and (g) and (h) Saguenay (1988) ground motion.

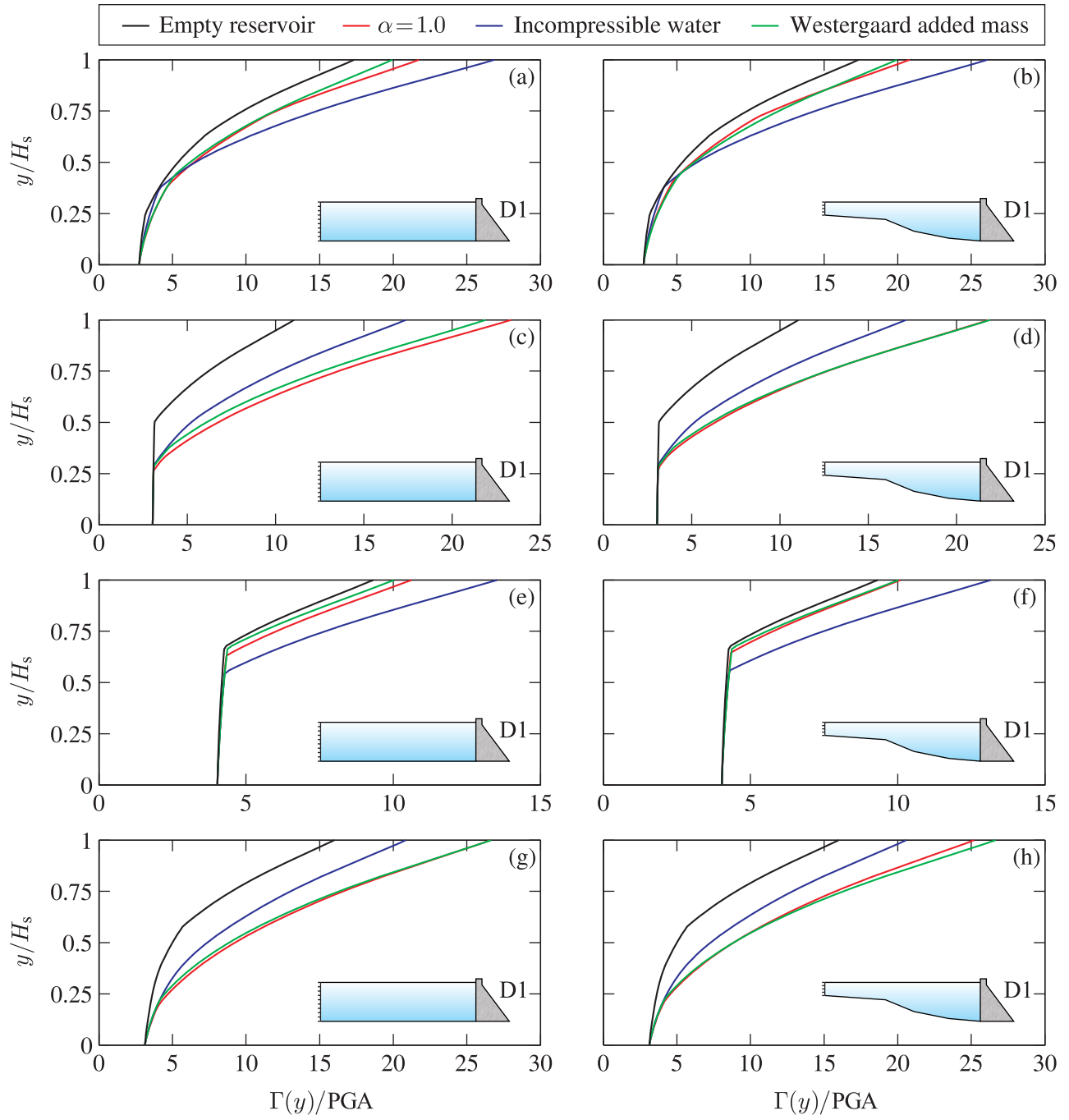


Figure A.15 Effects of water modeling assumption on maximum floor acceleration demands along the height of dam D1 subjected to : (a) and (b) Imperial Valley (1940) ground motion ; (c) and (d) Parkfield (1966) ground motion ; (e) and (f) Loma Prieta (1989) ground motion ; and (g) and (h) Saguenay (1988) ground motion.

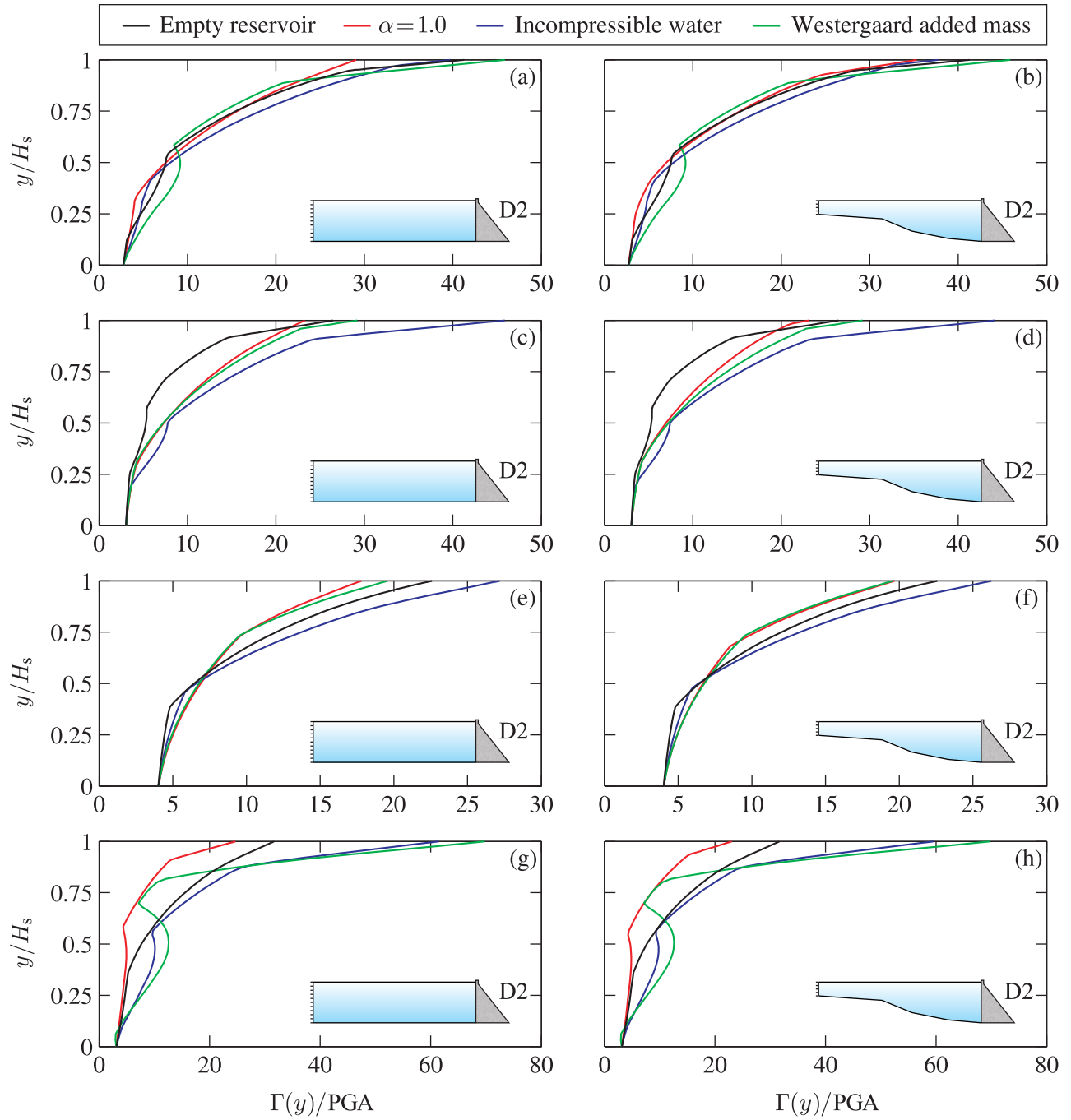


Figure A.16 Effects of water modeling assumption on maximum floor acceleration demands along the height of dam D2 subjected to : (a) and (b) Imperial Valley (1940) ground motion ; (c) and (d) Parkfield (1966) ground motion ; (e) and (f) Loma Prieta (1989) ground motion ; and (g) and (h) Saguenay (1988) ground motion.

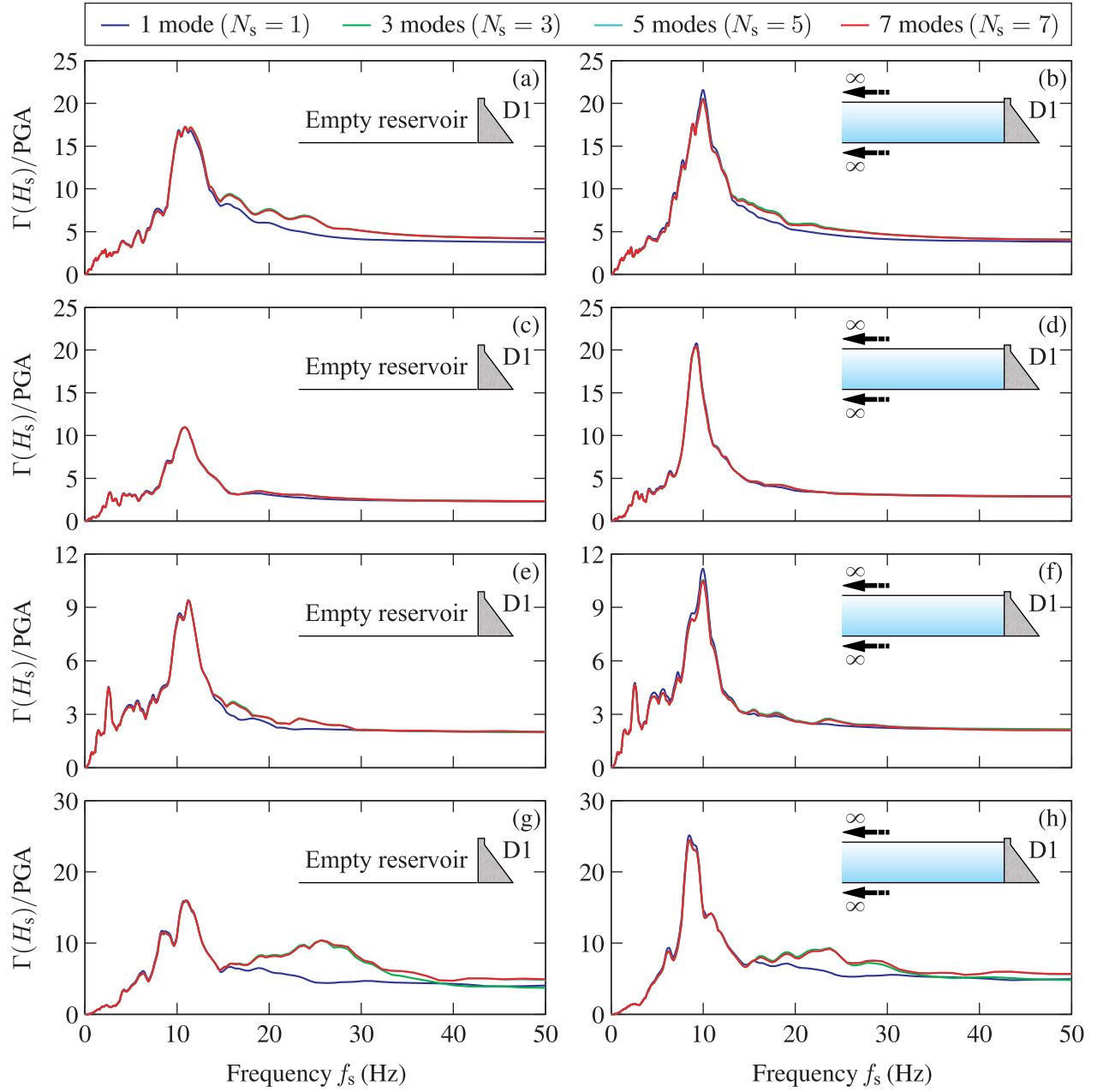


Figure A.17 Effect of the number of structural modes included in the analysis on floor acceleration demands at the crest of dam D1 subjected to : (a) and (b) Imperial Valley (1940) ground motion ; (c) and (d) Parkfield (1966) ground motion ; (e) and (f) Loma Prieta (1989) ground motion ; and (g) and (h) Saguenay (1988) ground motion.

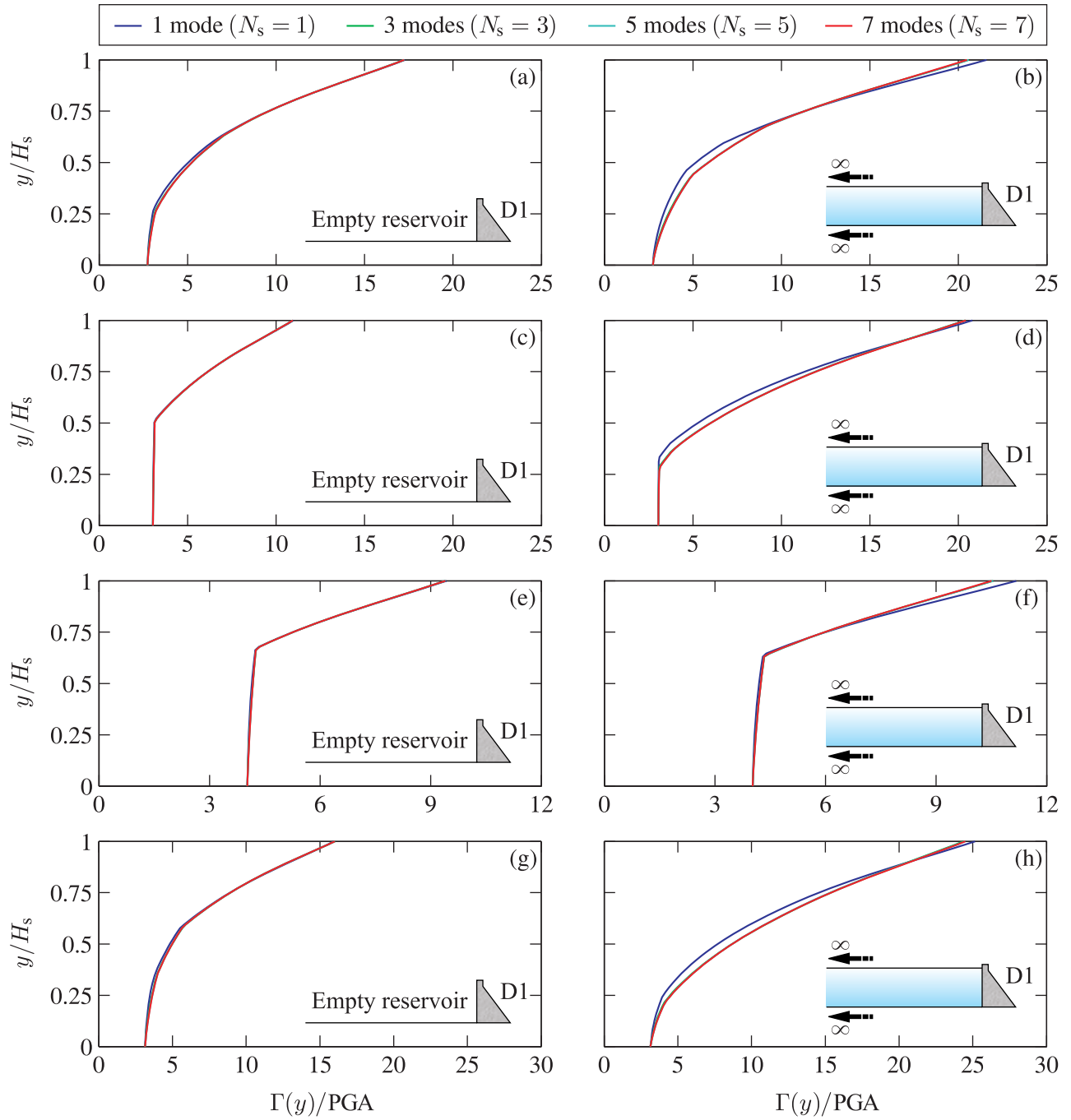


Figure A.18 Effect of the number of structural modes included in the analysis on maximum floor acceleration demands along the height of dam D1 subjected to : (a) and (b) Imperial Valley (1940) ground motion ; (c) and (d) Parkfield (1966) ground motion ; (e) and (f) Loma Prieta (1989) ground motion ; and (g) and (h) Saguenay (1988) ground motion.

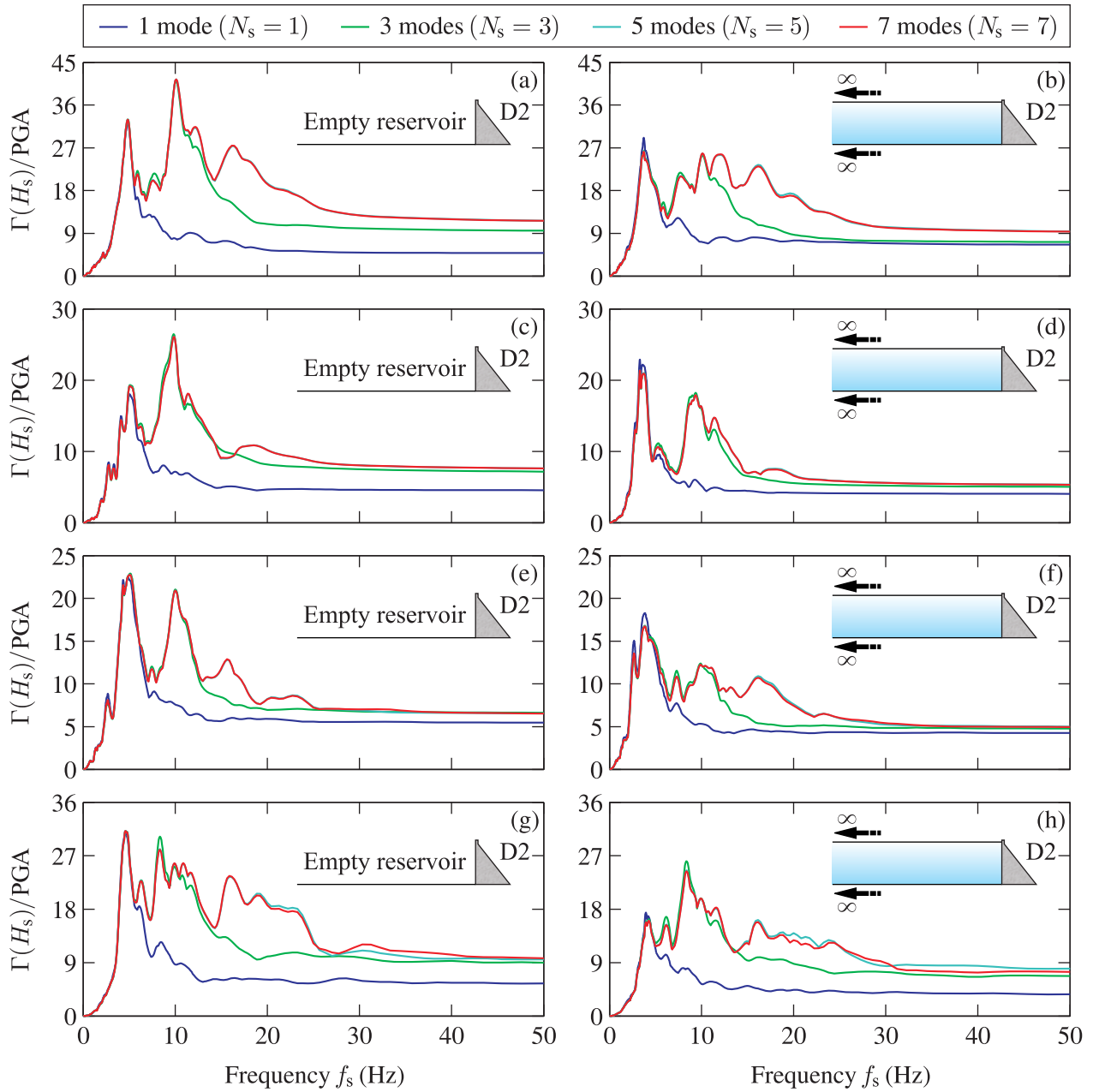


Figure A.19 Effect of the number of structural modes included in the analysis on floor acceleration demands at the crest of dam D2 subjected to : (a) and (b) Imperial Valley (1940) ground motion ; (c) and (d) Parkfield (1966) ground motion ; (e) and (f) Loma Prieta (1989) ground motion ; and (g) and (h) Saguenay (1988) ground motion.

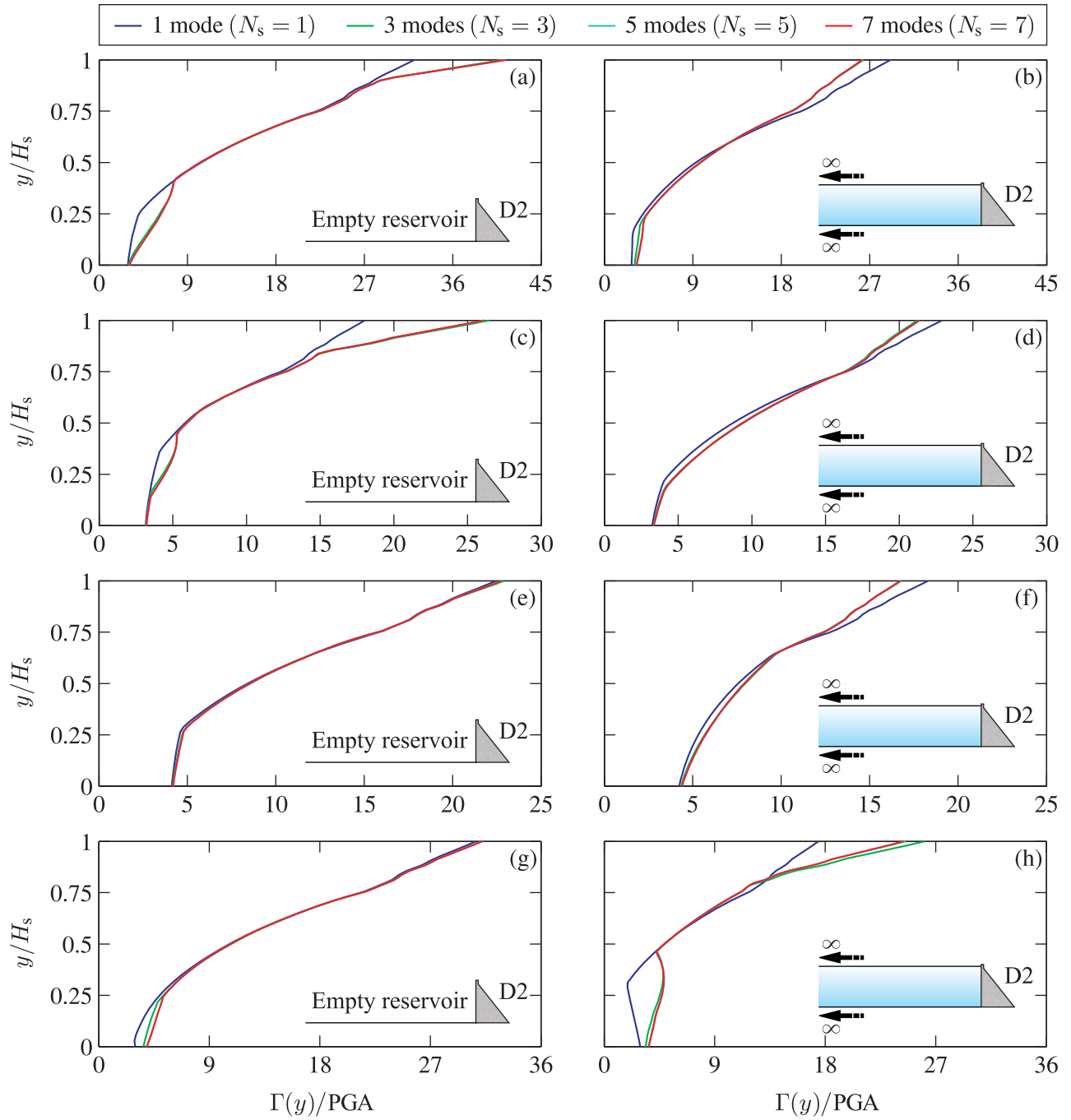


Figure A.20 Effect of the number of structural modes included in the analysis on maximum floor acceleration demands along the height of dam D2 subjected to : (a) and (b) Imperial Valley (1940) ground motion ; (c) and (d) Parkfield (1966) ground motion ; (e) and (f) Loma Prieta (1989) ground motion ; and (g) and (h) Saguenay (1988) ground motion.

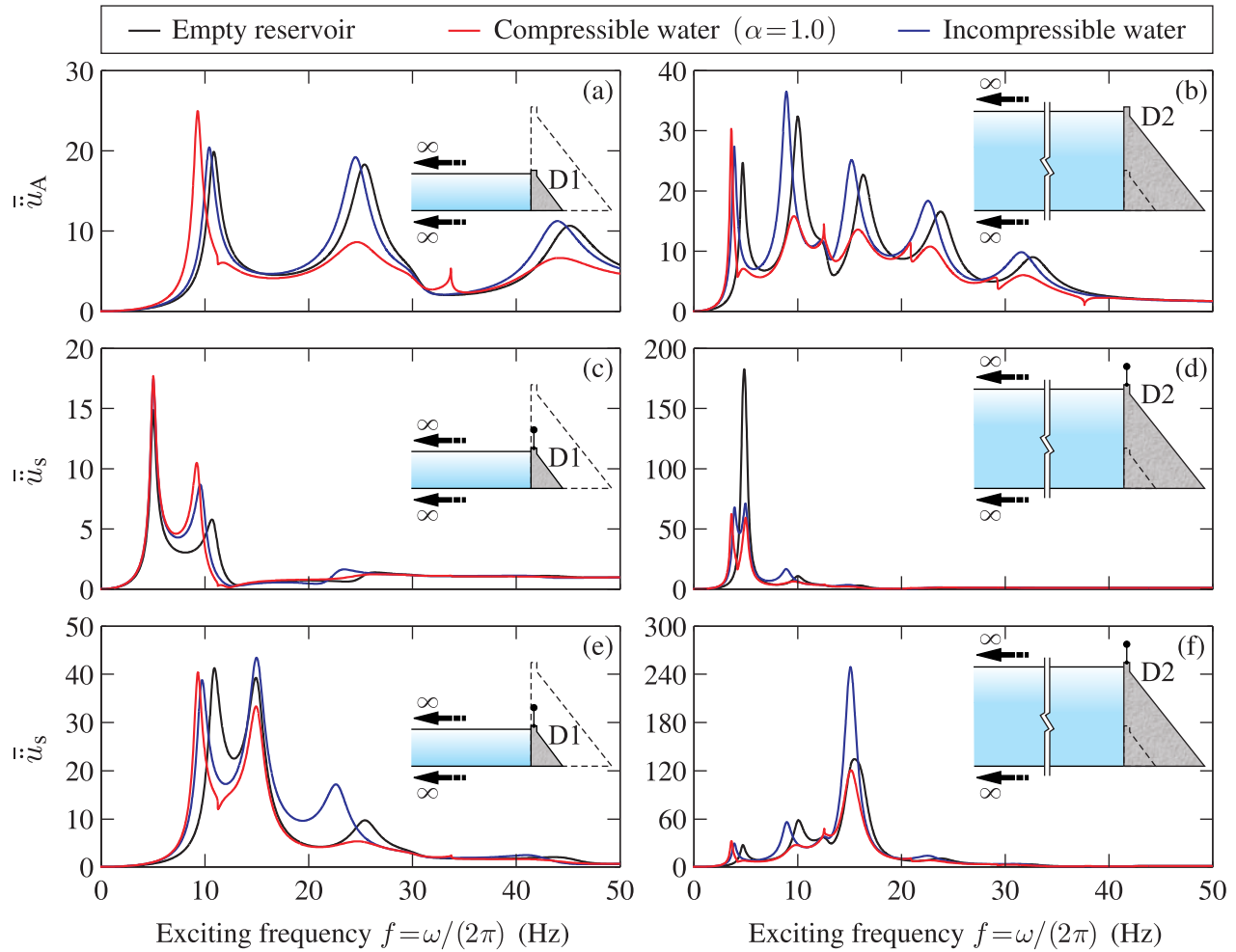


Figure A.21 FRFs and FFRFs of the horizontal accelerations considering empty, compressible and incompressible water reservoirs : (a) FRF for dam D1; (b) FRF for dam D2; (c) FFRF for 5 Hz-system at the crest of dam D1; (d) FFRF for 5 Hz-system at the crest of dam D2; (e) FFRF for 15 Hz-system at the crest of dam D1; (f) FFRF for 15 Hz-system at the crest of dam D2.

Bibliography

ADINA Theory and Modeling Guide. Report ARD 06-7. ADINA R & D Inc. ; 2011.

Arcangeli E, Ciabarri P. Menjil dam rehabilitation by resin grouting and high capacity anchors. *Water Power Dam Construct* 1994; 46 :19–25.

Asfura A, Der Kiureghian A. Floor Response Spectrum Method for Seismic Analysis of Multiply Supported Secondary Systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1986;14 :245-65.

Bathe K-J. *Finite Element Procedures*. Prentice Hall, Englewood Cliffs ; 1996.

Bouaanani N, Lu FY. Assessment of potential-based fluid finite elements for seismic analysis of dam–reservoir systems. *Journal of Computers and Structures* 2009;87 :206-24.

Chen Y, Soong T-T. Seismic response of secondary systems. *Engineering Structures* 1988;10 :218-28.

Chopra AK. *Earthquake response of concrete gravity dams*. University of California, Berkeley : Report UCB/EERC-70/01 ; 1970.

Fenves G, Chopra AK. *Earthquake analysis and response of concrete gravity dams*. University of California, Berkeley : Report UCB/EERC-84/10 ; 1984.

Fenves G, Chopra AK. Simplified earthquake analysis of concrete gravity dams : Separate hydrodynamic and foundation interaction effects. *Journal of Engineering Mechanics ASCE* 1985;111(6) :715-35.

Donlon WP, Hall JF. Shake table study of concrete dam monoliths. *Earthq Eng Struct Dynam* 1991;20 :769-86.

Everstine GC. A symmetric potential formulation for fluid-structure interaction. *Journal of Sound and Vibration* 1981;79(1) :157-60.

Fok KL, Hall JF, Chopra AK. EACD-3D, a computer program for three-dimensional earthquake analysis of concrete dams. University of California, Berkeley : Report UCB/EERC-86/09 ; 1986.

Hall JF, Chopra AK. Two-dimensional dynamic analysis of concrete gravity and embankment dams including hydrodynamic effects. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1982 ;10 :305-32.

Hamdan FH, Dowling PJ. Far-field fluid-structure interaction—Formulation and validation. *Computers and Structures* 1995 ;56(6) :949-58.

Humar JL, Jablonski AM. Boundary element reservoir model for seismic analysis of gravity dams. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1988 ;16 :1129-56.

Hansen KD, Roehm LH. The response of concrete dams to earthquakes. *Water Power Dam Construct* 1979 ;31(4) :27—31.

International Commission on Large Dams (ICOLD). Seismic observation of dams - Guidelines and case studies, Bulletin 113 ; 1999.

International Commission on Large Dams (ICOLD). Design features of dams to resist seismic ground motion, guidelines and case studies, Bulletin 120 ; 2001.

International Commission on Large Dams (ICOLD). Selecting seismic parameters for large dams, Bulletin 72 ; 2010.

Kiefling L, Feng GC. Fluid structure finite element vibration analysis. *AIAA Journal*, 1976 ;14(1) :199-203.

Lamb H. *Hydrodynamics*. 6th ed. Dover Publications, New York ; 1945.

Landau LD, Lifshitz EM. *Fluid mechanics*. Pergamon Press ; 1959.

Lin G, Zhou J, Fan C. Dynamic model rupture test and safety evaluation of concrete gravity dams. *Dam Eng*, 1993 ;4(3) :173–86.

Liu Ph, Cheng A. Boundary Solutions for Fluid-Structure Interaction. *Journal of Hydraulic Engineering ASCE* 1984;110(01) :51-64.

Lysmer J, Kuhlemeyer RL. Finite dynamic model for infinite media. *Journal of the Engineering Mechanics Division ASCE* 1969;95 :859-77.

Maeso O, Aznarez JJ, Dominguez J. Three-dimensional models of reservoir sediment and effects on the seismic response of arch dams. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2004;33 :1103-23.

Malla S, Wieland M. Simple model for safety assessment of cracked concrete dams subjected to strong ground shaking. *Proceedings International Commission on Large Dams, 21st Congress*, vol. Q83-R11. Montréal, Canada; 2003. p. 151–67.

Matsumoto N, Sasaki T, Ohmachi T. The 2011 Tohoku Earthquake and Dams, *Proceedings of 79th ICOLD Annual Meeting*, June 2011, Lucerne, Switzerland; 2011.

Neilson HC, Everstine GC, Wang YF. Transient response of a submerged fluid-coupled double-walled shell structure to a pressure pulse. *Journal of the Acoustical Society of America* 1981;70 :1176-1782.

Ohayon R. True symmetric formulation variational formulations for free vibrations of fluid-structure interaction : applications and extensions. *Numerical Methods hods for Coupled Problems*. Swansea; 1984.

Morand H. Ohayon R. *Fluid-Structure Interaction : Applied Numerical Methods*. Wiley; 1995.

Olson LG, Bathe KJ. Analysis of fluid-structure interactions : a direct symmetric coupled formulation based on the fluid velocity potential. *Computers and Structures* 1985;21(1) :21-32.

Olson LG, Bathe KJ. An infinite element for analysis of transient fluid—structure interactions. *Engineering Computations* 1985;2(4) :319-29.

Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) - Strong Motion Database, <http://peer.berkeley.edu/smcat/>, Date accessed : 15 September 2012.

Proulx J, Paultre P, Rheault J, Robert Y. An experimental investigation of water level effects on the dynamic behaviour of a large arch dam. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2001 ;30(8) :1147-66.

Rainer JH, Dascal O. Behaviour of instrumented Hydro-Québec Dams during the Saguenay Earthquake. *Proceedings of Canadian Dam Safety Conference*, 16 September, Whistler, BC, Canada ; 1991. p. 189-202.

Saini SS, Bettess P, Zienkiewicz OC. Coupled hydrodynamic response of concrete gravity dams using finite and infinite elements. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1978 ;06 :363-74.

Singh MP. Generation of seismic floor spectra. *Journal of Engineering Mechanics Division ASCE* 1975 ;101 :593-607.

Singh MP. Seismic design input for secondary system. *Journal of Engineering Mechanics Division ASCE* 1980 ;106 :505-617.

Singh MP. Seismic Floor Spectra by Mode Acceleration Approach. *Journal Engineering Mechanics Division ASCE* 1985 ;111 :1402-19.

Sommerfeld A. *Partial differential equations in physics*. Academic Press, New York ; 1949.

Tinawi R, Léger P, Leclerc M, Cipolla G. Seismic safety of gravity dams : From shake table experiments to numerical analyses. *J. Struct. Eng.* 2000 ;126(4) :518-29.

Tsai CS, Lee GC. Arch dam-fluid interactions : by FEM-BEM and substructure concept. *International Journal of Numerical Methods in Engineering*, 1987 ;24 :2367-88.

United States Committee on Large Dams (USCOLD). *Observed Performance of Dam During Earthquakes*, Volume II, Denver ; 2000.

Westergaard HM. Water pressure on dams during earthquakes. Transactions ASCE 1933 ; 98 : 418-72.

Wieland M, Malla S. Earthquake safety of an arch-gravity dam with a horizontal crack in the upper portion of the dam. Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, paper no. 1779, Auckland, New Zealand ; 2000.

Wilson EL, Khalvati M. Finite elements for the dynamics analysis of fluid-solid systems. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 1983 ;19 :1657-68.

Zienkiewicz OC, Newton RE. Coupled vibrations in a structure submerged in a compressible fluid. International Symposium on Finite Element Techniques, Stuttgart ; 1969.

Zhou J, Lin G, Zhu T, Jefferson AD, Williams FW. Experimental investigations into seismic failure of high arch dams. J Struct Eng ASCE 2000 ;126(8) :926-35.

ANNEXE B

CONCEPTION ET VALIDATION DES ÉLÉMENTS TEC ET TET

I) Introduction aux objectifs.

Dans le cadre de l'étude du B27, il est nécessaire de simuler la rupture possible du joint à l'interface barrage/fondation. Il importe donc de trouver un moyen de modéliser cette liaison qui représentera la part non-linéaire du modèle.

Aussi, cette annexe étudie les différents modèles numériques de jointure envisageables entre deux blocs horizontaux. Afin de respecter le comportement non-linéaire, le bloc supérieur doit pouvoir glisser et se soulever au-dessus de l'inférieur.

En outre, le modèle de jointure doit suivre un maximum des hypothèses suivantes :

- Le critère de rupture de l'interface est celui de Mohr-Coulomb avec un angle de frottement, une résistance à la traction et une cohésion.
- Le bloc supérieur ne peut se soulever que si la limite en traction de la jointure (non-nulle pour une interface béton/béton) est dépassée.
- Le bloc supérieur ne peut glisser que si la limite de Mohr-Coulomb est atteinte.
- Les déformations avant rupture en un point de l'interface demeurent très petites face à celles engendrées par le glissement.

La résistance au cisaillement du critère de Mohr-Coulomb peut être mise en équation comme suit :

$$V = c - N \tan(\phi)$$

La résistance à l'effort tranchant V est égale à la cohésion c moins la contrainte normal N (positif en traction) multiplié par l'angle de frottement ϕ (voir aussi figure B.1). Par la suite, on désigne comme élément de jointure la combinaison d'éléments permettant de modéliser le joint de glissement (i.e. l'interface barrage-fondation pour le B27).

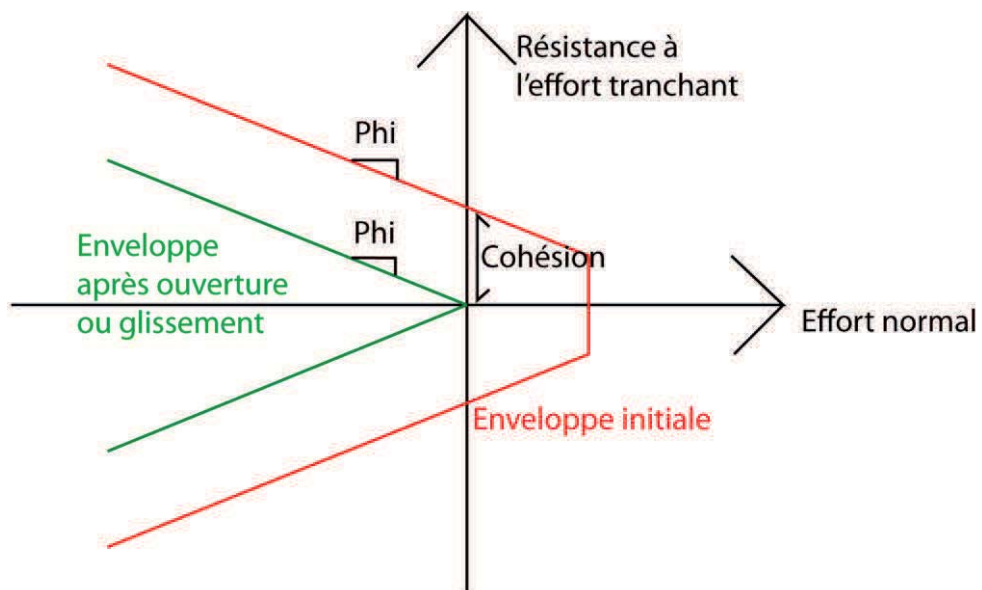


Figure B.1 : critère de Mohr-Coulomb avec cohésion et résistance à la traction.

II) Élément de jointure.

Dans le cadre de cette étude, plusieurs types d'éléments sont proposés à la suite pour modéliser le joint de contact à l'interface roc/béton. Tous sont modélisables sur le logiciel d'éléments finis ADINA (2011) et généralisables à d'autres logiciels.

1) Élément n°1 : contact seul.

Présentation :

L'interface constituant l'élément de jointure peut être vue comme étant la zone de non-linéarité au sein d'un modèle (constitué de deux blocs linéaires superposés) respectant le critère de rupture de Mohr-Coulomb. De fait, le bloc supérieur est considéré comme le bloc contacteur ('contactor' en anglais) pouvant glisser et se soulever au-dessus du bloc cible ('target' en anglais), le bloc inférieur, durant l'excitation. Ces deux derniers comportements non-linéaires doivent alors pouvoir être modélisés à l'interface. Deux séries de nœuds sont créés à l'interface barrage-fondation pour satisfaire les conditions numériques nécessaires à la modélisation de celle-ci. Ainsi, l'ensemble des n nœuds initiaux N_i , où $0 < i < n+1$, appartenant à l'interface, sont découplés en deux séries de nœuds distincts : une première série de nœuds $N^{(D)}_i$ côté bloc supérieur (interface contactrice), et une seconde série de nœuds $N^{(F)}_i$ côté bloc inférieur (interface cible), comme montré sur la figure B.2. Trois comportements peuvent alors apparaître durant le séisme : (i) le barrage et la fondation sont collés, (ii) une ouverture se produit à l'interface barrage-fondation et (iii) l'ouverture est fermée et les deux blocs glissent l'un sur l'autre.

Justification théorique :

Sur ADINA, l'interface est simplement modélisée par des éléments de contact présents sur les surfaces de chaque « corps ». Ce type d'élément autorise l'utilisation de l'angle de frottement du critère de Mohr-Coulomb avec une cohésion et une résistance à la traction nulles (voir manuel, ADINA 2011).

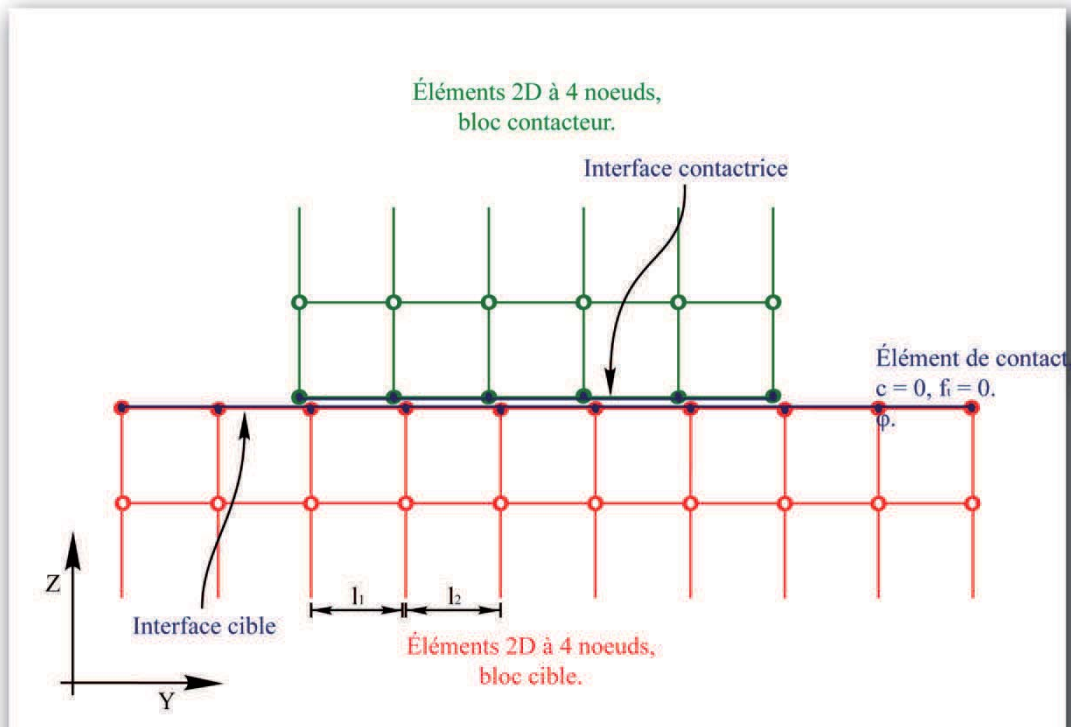


Figure B.2 : Modélisation de l'élément n°1 employé.

2) Élément n°2 : contact + cohésion.

Présentation :

Un élément treillis parallèle à l'interface (nommé TEC pour Truss Element of Cohesion) est ajouté au modèle n°1, modélisant la cohésion. Cet élément peut « mourir » sous certaines conditions, c'est-à-dire disparaître du modèle durant l'analyse. Le treillis se comporte de sorte qu'entre 0 et c , en contrainte normale, il adopte un comportement linéaire. Au-delà, pour un déplacement donné, la rupture se produit, et l'élément disparaît (B.3).

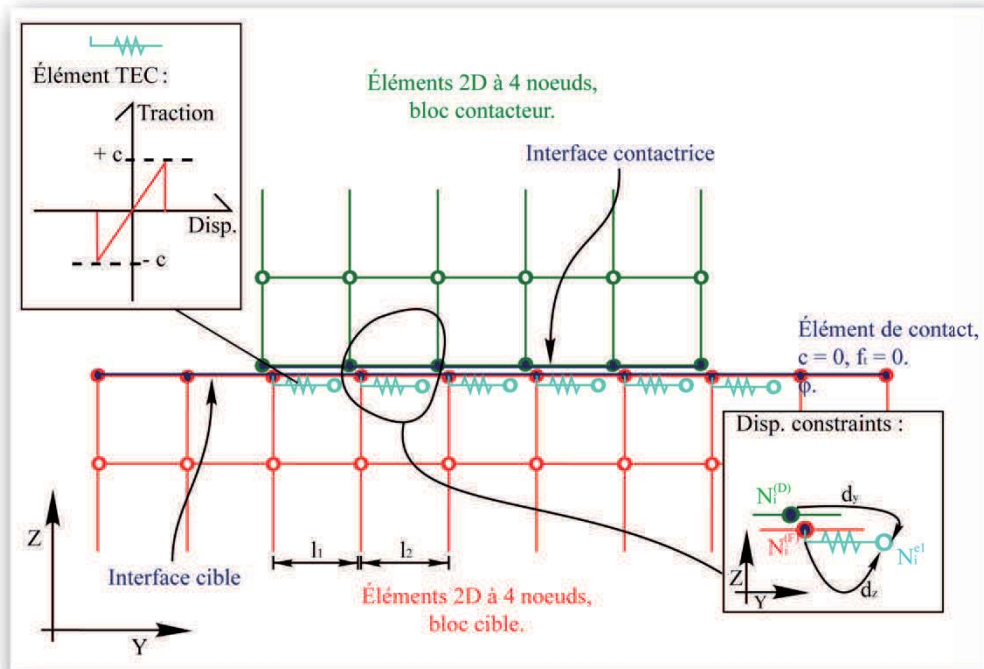


Figure B.3 : Modélisation de l'élément n°2 employé.

Son module de Young, $E^{(TEC)}$, doit être choisi selon deux critères. Les efforts de traction dans les treillis doivent avoir convergés (une vérification devra être faite en ce sens). Les déplacements élastiques induits par $E^{(TEC)}$ doivent rester très en deçà de ceux inélastiques.

Justification théorique :

En l'absence de cohésion, un premier critère de rupture de Mohr-Coulomb au glissement peut être édicté de la manière suivante : aucun glissement ne peut survenir à l'interface tant que

$$|\tau| < |\sigma \tan(\phi)|$$

où ϕ est l'angle de friction, σ la contrainte normale et τ la contrainte de cisaillement. Cette condition est modélisée par les éléments de contact programmés dans le logiciel ADINA (2011) cités précédemment. Aussi, un glissement (qu'on notera de type I) ne peut survenir que si

$$|\tau| \geq |\sigma \tan(\phi)|$$

Ce critère ne tient pas compte de la résistance due à la cohésion. Il est alors modifié en proposant le second critère de rupture suivant : aucun glissement de type II ne peut survenir à l'interface barrage-fondation tant que

$$|\tau| < |\sigma \tan(\phi)| + c$$

où c est la cohésion. Cette condition est modélisée par les éléments de contact programmés dans ADINA auxquels ont été ajoutés les éléments de cohésion spécialement conçus ici nommés éléments TEC. Ceux-ci sont des éléments treillis constitués de deux nœuds $N^{(F)}_i$ et N^{el}_i , ce dernier étant positionné de sorte à ce que l'élément treillis demeure parallèle à l'interface de contact lors de l'excitation sismique. Le choix d'utiliser des éléments treillis au lieu d'élément ressort permet de généraliser l'application de la procédure à une grande part des logiciels commerciaux couramment utilisés par l'ingénieur en structure.

En outre, les éléments treillis permettent une implémentation adaptée dans un modèle existant comme présenté à la suite. Les éléments TEC sont composés de matériaux bilinéaires permettant leur disparition une fois leur résistance maximale atteinte. Un glissement de type II ne peut survenir à un instant t_1 que si, durant la sollicitation :

$$|\tau| \geq |\sigma \tan(\phi)| + c$$

Alors, pour tout $t > t_1$, la condition au glissement est de nouveau définie par les deux premières équations : l'élément TEC doit disparaître. Ce modèle considère donc la dégradation de la surface où s'applique la cohésion au cours du temps.

Afin de parvenir à la condition de glissement définie précédemment, les éléments TEC implémentés doivent respecter un minimum de conditions. Notons $\Delta^{(TEC)}_i$ le déplacement du nœud $N^{(D)}_i$ par rapport à $N^{(F)}_i$. Supposons que la résistance au glissement des éléments de contact programmés dans ADINA soit excédée au niveau du nœud $N^{(D)}_i$, alors un glissement de type I va s'initier, provoquant un déplacement $\Delta^{(TEC)}_i$ du nœud $N^{(D)}_i$. On contraint alors N^{el}_i suivant la direction parallèle à l'interface de contact par rapport à $N^{(D)}_i$ de sorte à ce qu'il se déplace aussi de $\Delta^{(TEC)}_i$. N^{el}_i est toutefois contraint par $N^{(F)}_i$ pour le déplacement perpendiculaire à l'interface, afin qu'il ne reprenne que des efforts de cisaillement. L'effort $F^{(TEC)}_i$ repris par le $i^{\text{ème}}$ élément TEC est alors égal à

$$F^{(TEC)}_i = \frac{E^{(TEC)}_i A^{(TEC)}_i}{L^{(TEC)}_i} \Delta^{(TEC)}_i$$

où $E^{(TEC)}_i$ est le module de Young de l'élément TEC, $A^{(TEC)}_i$ sa section et $L^{(TEC)}_i$ sa longueur. Nous pouvons aussi écrire

$$\frac{2F_i^{(\text{TEC})}}{l_1 + l_2} = |\tau| - |\sigma \tan(\phi)|$$

où $(l_1 + l_2)/2$ est la longueur tributaire du nœud $N^{(D)}_i$ (voir figure B.3). Notons $\Delta^{(\text{TEC})}_{i,\max}$ la déformation maximale admissible par le $i^{\text{ème}}$ élément TEC. En combinant les équations II.5 et II.6, la relation suivante peut être obtenue

$$\frac{2\Delta^{(\text{TEC})}_{i,\max} E_i^{(\text{TEC})} A_i^{(\text{TEC})}}{L_i^{(\text{TEC})} (l_1 + l_2)} = c$$

Une fois qu'une déformation de $\Delta^{(\text{TEC})}_i$ se produit dans le $i^{\text{ème}}$ élément TEC, celui-ci disparaît et un glissement de type II peut se produire : les conditions définies précédemment sont bien respectées. $E^{(\text{TEC})}_i$ est choisi de sorte à ce que la résistance des éléments de contact soit atteinte avant qu'un déplacement ne soit engendré au sein du $i^{\text{ème}}$ élément TEC (c'est à dire inférieur au module d'élasticité de l'ouvrage). Il doit être choisi aussi de sorte à ce que le glissement de type I soit d'un ordre de grandeur très inférieur à celui de type II, tant que l'élément TEC n'a pas disparu.

3) Élément n°3 : contact + résistance à la traction.

Présentation :

Un élément treillis perpendiculaire à l'interface (nommé TET pour Truss Element of Traction) est ajouté au modèle n°1, modélisant la résistance à la traction. Comme pour l'élément n°2, cet élément peut « mourir » sous certaines conditions, c'est-à-dire disparaître du modèle durant l'analyse (voir figure B.4). Concernant les propriétés du treillis, entre 0 et f_t , la résistance en traction, il adopte un comportement linéaire. Au-delà, la rupture se produit, et l'élément disparaît.

Comme précédemment, son module de Young, $E^{(\text{TET})}$, doit être choisi selon deux critères. Les efforts de traction dans les treillis doivent avoir convergés (une vérification devra être faite en ce sens). Les déplacements élastiques induits par $E^{(\text{TET})}$ doivent rester très en deçà de ceux inélastiques.

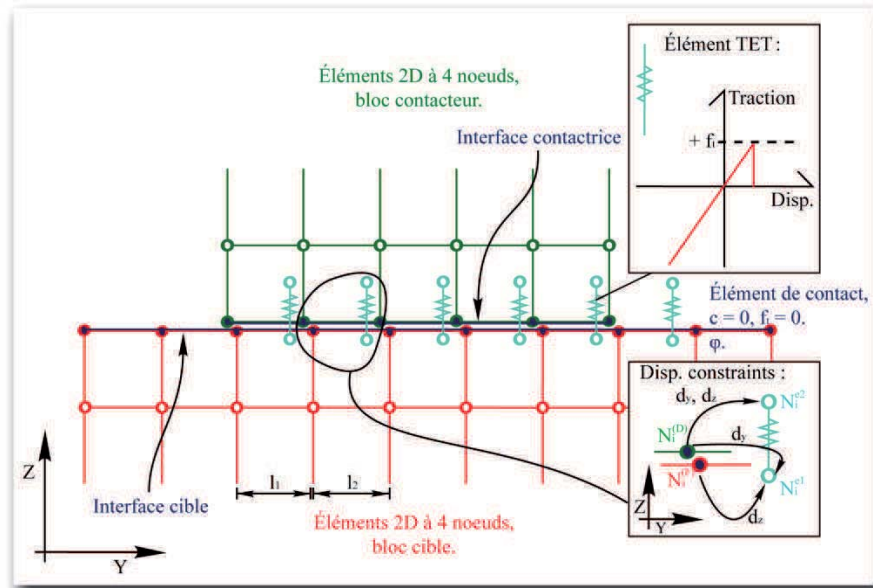


Figure B.4 : Modélisation de l'élément n°3 employé.

Justification théorique :

En l'absence de résistance à la traction, un premier critère de rupture au soulèvement peut être édicté de la manière suivante : Aucun soulèvement ne peut survenir à l'interface tant que

$$\sigma < 0$$

Cette condition est modélisée par les éléments de contact programmés dans ADINA présentés précédemment. Aussi, un soulèvement (qu'on notera de type I) ne peut survenir que si

$$\sigma = 0$$

Ce critère ne tient pas compte de la résistance à la traction. Il est alors adapté en proposant le second critère de rupture suivant : Aucun soulèvement (qu'on notera de type II) ne peut survenir à l'interface tant que

$$\sigma \leq f_t$$

où f_t est la résistance à la traction. Cette condition est modélisée par les éléments de contact programmés dans ADINA auxquels ont été ajoutés des éléments de résistance à la traction TET. Ceux-ci sont des éléments treillis constitués de deux nœuds N_i^{e1} et N_i^{e2} , ce dernier étant positionné de sorte à ce que le treillis soit perpendiculaire à l'interface de contact. L'emploi d'éléments treillis permet de généraliser l'application de ces éléments TET à une grande part des logiciels commerciaux employant les éléments finis, contrairement aux éléments "ressorts" ("spring" en anglais) plus spécifiques à ADINA

(2011). En outre, les éléments treillis permettent une implémentation adaptée dans un modèle comme présenté à la suite. Les éléments TET sont composés de matériaux bilinéaires permettant leur disparition une fois leur résistance maximale atteinte. Un soulèvement de type II ne peut survenir seulement si à un instant t_1 :

$$\sigma \geq f_t$$

Alors, pour tout $t > t_1$, la condition au soulèvement est de nouveau défini par les deux premières équations: l'élément de résistance à la traction doit disparaître. Aussi, ce modèle considère la dégradation de la résistance à la traction au cours du temps.

Afin de parvenir à la condition de soulèvement définie précédemment, les éléments TET implémentés doivent respecter un minimum de conditions. Notons, alors, le déplacement de $N^{(D)}_i$ par rapport à $N^{(F)}_i$, perpendiculaire à l'interface de contact, $\Delta^{(TET)}_i$.

Supposons que la résistance au soulèvement des éléments de contact programmés dans ADINA soit excédée au niveau du nœuds $N^{(D)}_i$, alors un soulèvement de type I va s'initier, provoquant un déplacement $\Delta^{(TET)}_i$ du nœud $N^{(D)}_i$. On contraint alors N^{e2}_i suivant toutes les directions par rapport à $N^{(D)}_i$ de sorte à ce qu'il se déplace aussi de $\Delta^{(TET)}_i$. Le $i^{\text{ème}}$ élément TET est toutefois toujours perpendiculaire à l'interface car les déplacements perpendiculaires à celle-ci de N^{e1}_i et N^{e2}_i sont identiques (de par le jeu des contraintes). Le $i^{\text{ème}}$ élément TET ne reprend donc que les efforts de traction. L'effort $F^{(TET)}_i$ repris par le $i^{\text{ème}}$ élément TET est alors égal à, où $E^{(TET)}_i$ est son module de Young, $A^{(TET)}_i$ sa section et $L^{(TET)}_i$ sa longueur, si $\sigma > 0$ (traction) :

$$F^{(TET)}_i = \frac{E^{(TET)}_i A^{(TET)}_i}{L^{(TET)}_i} \Delta^{(TET)}_i; \quad \frac{2F^{(TET)}_i}{l_1 + l_2} = \sigma$$

Sinon :

$$F^{(TET)}_i = 0$$

Notant $\Delta^{(TET)}_{i,\max}$ la déformation maximale admissible du $i^{\text{ème}}$ élément TET, la relation suivante est, alors, retenue:

$$\frac{2\Delta^{(TET)}_{i,\max} E^{(TET)}_i A^{(TET)}_i}{L^{(TET)}_i (l_1 + l_2)} = f_t$$

Une fois qu'une déformation de $\Delta^{(TET)}_i$ se produit dans le $i^{ème}$ élément TET, celui-ci disparaît et un soulèvement de type II peut se produire : les conditions définies précédemment sont bien respectées. $E^{(TET)}_i$ est choisi de sorte à ce que la résistance des éléments de contact soit atteinte avant qu'un déplacement ne soit engendré au sein du $i^{ème}$ élément TET (c'est à dire inférieur au module d'élasticité de l'ouvrage). Il doit être choisi aussi de sorte à ce que le soulèvement de type I soit d'un ordre de grandeur très inférieur à celui de type II, tant que l'élément TET n'a pas disparu.

Notons que la construction de l'élément TET ayant été faite indépendamment de celle de l'élément TEC, le comportement de ces deux éléments est découplé.

4) Élément n°4 : contact + cohésion + résistance à la traction (indépendants).

Présentation :

Cet élément consiste en une fusion des éléments 2 et 3. Il considère donc à la fois la cohésion et la résistance à la traction (respectivement par les treillis horizontal et vertical). Les deux composantes de cet élément sont donc déjà présentées séparément.

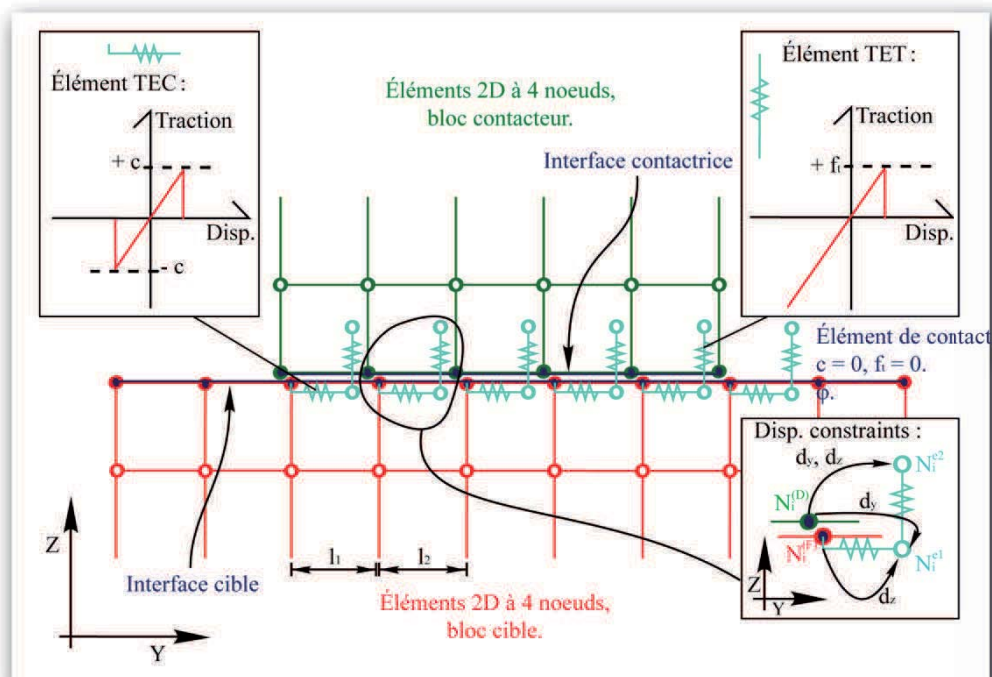


Figure B.5 : Modélisation de l'élément n°4 employé.

Justification théorique :

Les remarques établies aux sections précédentes sur la cohésion et la résistance à la traction sont toujours valables pour ce modèle. L'avantage de celui-ci est d'être simple à appréhender sur un logiciel d'élément fini. En revanche, il présente l'inconvénient d'une indépendance entre la cohésion et de la traction. C'est-à-dire qu'une rupture de l'un n'implique pas la rupture de l'autre. Cela reste approximatif si on considère une cohésion due à une liaison chimique, puisque nécessairement une rupture du joint en cisaillement (donc une disparition de la cohésion) implique une disparition de la résistance en traction (et vice et versa). Une vérification sera donc à effectuer quant à l'impact de la résistance en traction. Toutefois, ce modèle s'adapte relativement bien au cas d'une cohésion apparente.

5) Résumé des caractéristiques.

Table B.1 : Résumé des caractéristiques de chaque élément.

<i>N° d'éléments</i>	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>
<i>Contact</i>	<i>X</i>	<i>X</i>	<i>X</i>	<i>X</i>
<i>Angle de friction</i>	<i>X</i>	<i>X</i>	<i>X</i>	<i>X</i>
<i>Cohésion</i>		<i>X</i>		<i>X</i>
<i>Rupture de c au glissement</i>		<i>X</i>		<i>X</i>
<i>Résistance traction</i>				<i>X</i>
<i>Rupture de ft</i>			<i>X</i>	<i>X</i>
<i>Rupture de c au soulèvement</i>	<i>Aucun</i>			

III) Modèle et méthodologie.

Plusieurs types d'élément de jointure ont été présentés. Toutefois, si leur formulation théorique a été validée dans la section précédente, leur implantation sur le logiciel ADINA peut présenter des inconvénients ou générer des erreurs jusque-là imprévues.

Il importe donc de les valider préalablement sur ADINA au moyen d'un modèle simple avant de les employer sur la simulation complexe du barrage B27. Celui qui aura été jugé le plus performant sera alors retenu pour la suite de l'étude.

1) Modèle de validation.

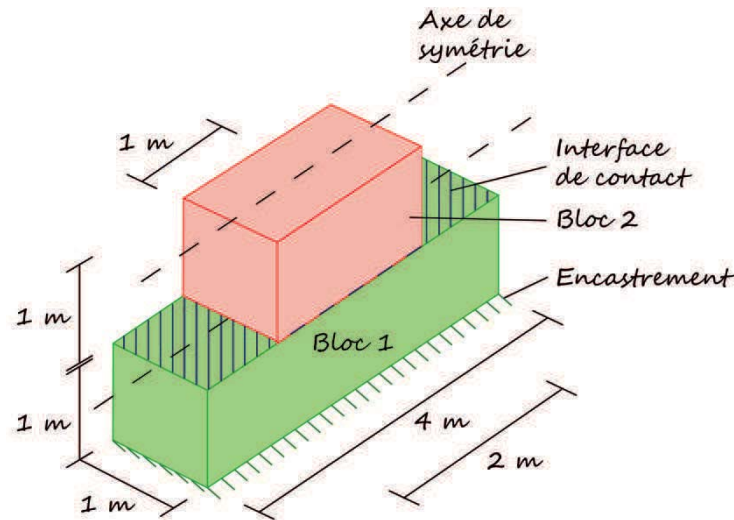


Figure B.6 : Dimensions du modèle de validation.

Il s'agit de deux cubes superposés dont les dimensions sont présentées dans la figure B.6. Ils sont très rigides ($E = 200 \text{ GPa}$, c'est-à-dire de l'acier) et le bloc inférieur est encasté au sol. L'interface se situe donc au contact planaire entre les deux blocs. Le modèle sur ADINA, sans aucune jointure, est présenté en figure B.7. On utilise des éléments 2D à 4 nœuds en contrainte plane (épaisseur d'un mètre). La densité employée est de 2400 kg/m^3 .

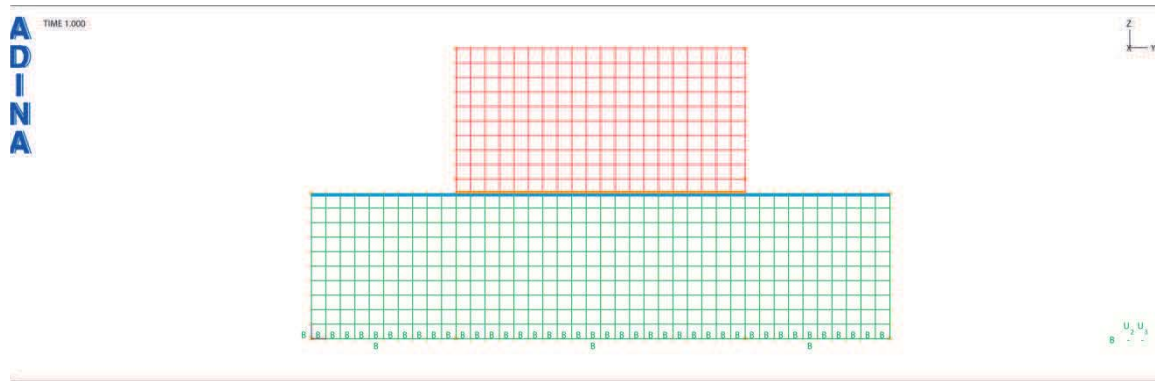


Figure B.7: Modèle de validation représenté sur ADINA.

L'angle de friction est pris à 45° . Lorsque considérés, la cohésion, c , et la résistance à la traction, f_t , sont prises respectivement à 100 kPa et 150 kPa.

Nb : Le numéro du modèle sous ADINA correspond au numéro de l'élément qu'il emploie.

2) Méthodologie.

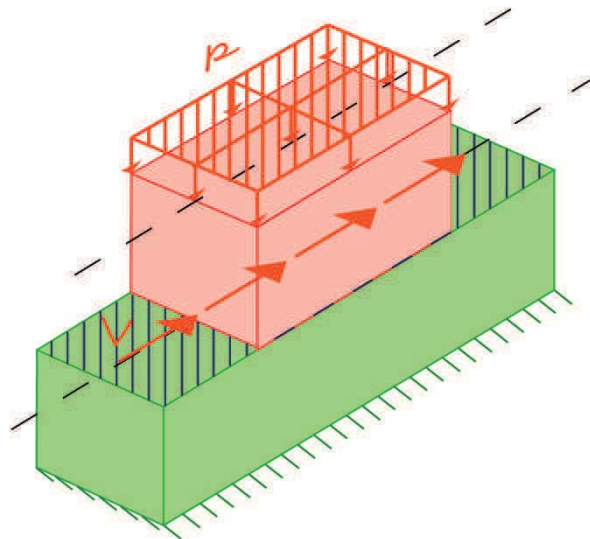


Figure B.8: Position des chargements sur le modèle de validation.

Il est possible, au moyen de ce modèle simple, de déterminer analytiquement, avec un modèle donné, le chargement à partir duquel la rupture à l'interface va se produire.

Deux types d'efforts appliqués sont donc considérés : V et p qui sont présentés sur la figure B.8. Les six cas de chargement suivant sont considérés dans le tableau B.2.

Tableau B.2 : cas de chargements considérés pour l'étude des éléments.

Types de charges	V (kN/m)	p (kN/m ²)
Cas 1	Variable	0
Cas 2	Variable	50
Cas 3	Variable	100
Cas 4	0	Variable
Cas 5	50	Variable
Cas 6	100	Variable

Dans chacun des cas, deux efforts sont fixés et le troisième est variable. Il s'agit donc de déterminer pour quelle valeur de ce dernier le critère de rupture à l'interface est atteint. Ceci est d'abord réalisé analytiquement, puis numériquement sur ADINA (voir figure B.9).

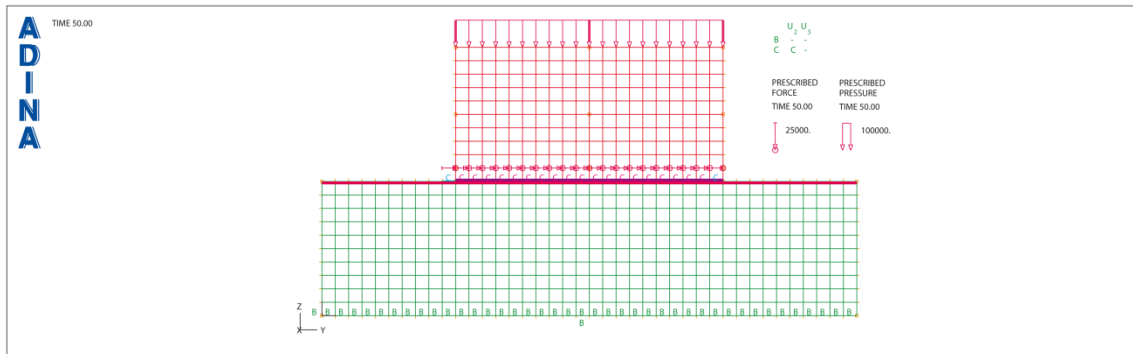


Figure B.9 : Modèle de validation représenté sur ADINA avec les différents chargements.

Les deux résultats sont comparés. Si le modèle numérique abouti à des résultats semblables à l'analytique, le modèle de jointure est considéré comme fiable.

Pour résoudre analytiquement les cas n°1, 2 et 3, les équations suivantes sont employées :

$$V_{rupture} = (A p \tan(\varphi) + c A)/2$$

Pour résoudre analytiquement les cas n°4, 5 et 6, les équations suivantes sont employées :

$$p_{rupture1} = (2V - c A) / (\tan(\phi) A)$$

$$p_{rupture2} = -ft$$

$$p_{rupture} = \max(p_{rupture1}; p_{rupture2})$$

(valable si V différent de 0, si V = 0, $p_{rupture} = -ft$).

Pour résoudre avec ADINA, une analyse dynamique implicite (méthode de Bathe) est employée. Ainsi, la charge variable est progressivement appliquée jusqu'à rupture de l'interface. Les courbes de chargement, selon les cas, sont présentées dans la figure B.10. La durée est choisie de sorte à ce que l'augmentation du chargement soit très lente : la situation devient quasi-statique.

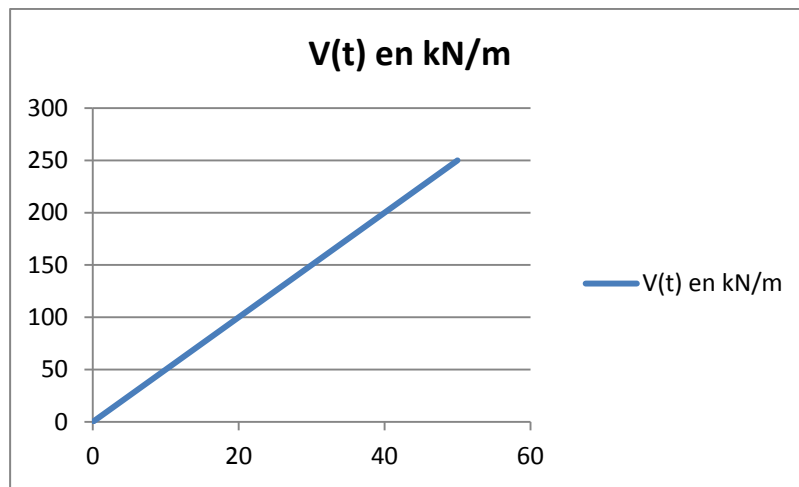


Figure B.10.a: Évolution de $V(t)$ sur ADINA en kN en fonction de t (en s) pour les cas 1, 2 et 3.

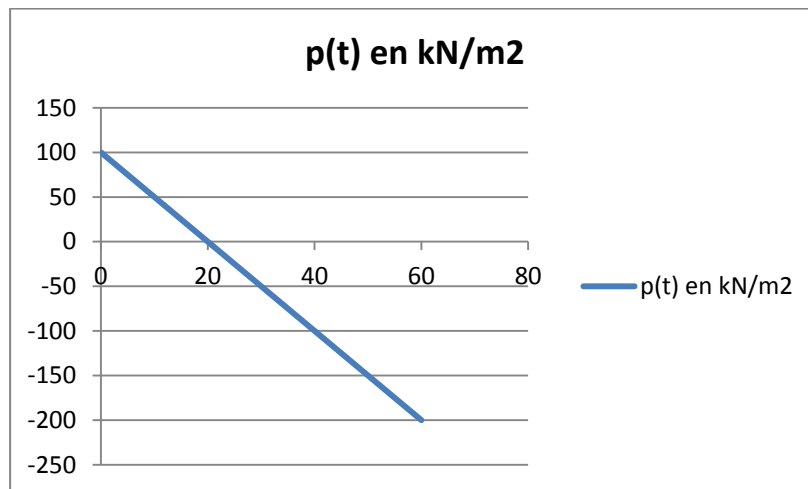


Figure B.10.b: Evolution de $p(t)$ sur ADINA en kN/m^2 en fonction de t (en s) pour les cas 4, 5 et 6.

IV) Résultats et analyse.

Cette section présente les résultats analytiques et numériques trouvés. Ceux-ci servent de base de comparaison pour l'analyse.

1) Résultats analytiques.

Les résultats analytiques sont présentés dans le tableau B.3. Ils ont été obtenus au moyen des formulations précisées dans la section précédente.

Tableau B.3 : Valeur de rupture obtenue avec la méthode analytique.

Cas étudié	Charge variable	Valeur à la rupture			
		c = 0, ft = 0	c = 100 kPa, ft = 0	c = 0, ft = 150 kPa	c = 100 kPa, ft = 150 kPa
Cas n°1	V (kN/m)	0	100	0	100
Cas n°2	V (kN/m)	50	150	50	150
Cas n°3	V (kN/m)	100	200	100	200
Cas n°4	p (kN/m ²)	0	0	-150	-150
Cas n°5	p (kN/m ²)	50	0	50	-50
Cas n°6	p (kN/m ²)	100	0	100	0

2) Calibration des modèles.

Comme noté au cours de leur présentation théorique, plusieurs propriétés de chaque modèle nécessitent une calibration ou une étude de convergence pour en assurer leur bon fonctionnement. Celles-ci sont présentées dans la partie sous-jacente, au préalable de la section des résultats numériques, et servent de base de réflexion pour les recommandations présentées à la fin de ce rapport.

a) Modèle 1 : contact seul.

ADINA présente la possibilité d'utiliser des éléments de type « contact ». Les réglages suivants ont été implémentés dans le modèle pour son bon fonctionnement :

- Il s'agit d'éléments « 2D-contact ».
- L'algorithme choisi est « Constraint Function » avec une formulation des déplacements « Large ».
- Le coefficient de friction de Coulomb pris est égal à 1, c'est-à-dire $\tan(45^\circ)$, 45° étant l'angle de frottement choisi pour le modèle simplifié employé.

Les déplacements avant rupture au contact sont assez élevés (quelques cm). N'empêchant toutefois pas l'identification de la rupture dans le cas du modèle 1, leur paramétrage a été effectué en section b.

b) Modèle 2 : contact + cohésion.

Le modèle 2 ajoute des treillis au modèle 1 comme décrits dans le chapitre III pour simuler la cohésion. Ceux-ci ont un matériau de type bilinéaire. Celui-ci se caractérise par une zone élastique linéaire et un plateau plastique. Ce plateau commence lorsque f_y ou $-f_y$, le « yield stress », est atteint. Son étendue dépend de « plastic displacement », u_p , le déplacement plastique qu'on lui autorise.

Les points suivants ont dû être paramétrés :

- La répartition des efforts dans les éléments treillis :

Afin de répartir équitablement les efforts dans les treillis simulant la cohésion au sein de l'interface, ceux-ci doivent respecter un paramètre préalable. Lorsque les éléments intérieurs de la surface de contact ont une résistance maximale V , comme au sein du segment BD, les deux éléments extérieurs en A et E doivent reprendre au maximum $V/2$ (voir la figure B.11 pour les correspondances géométriques).

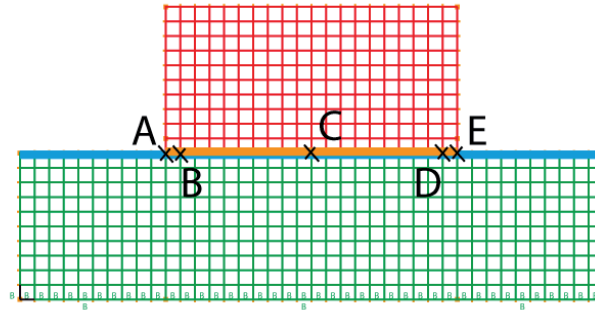


Figure B.11 : points géométriques de l'interface de contact entre les deux blocs.

Étant donné que les deux blocs, pour ce modèle, sont quasiment rigides, les déplacements horizontaux à l'interface seront tous identiques. Ce n'est donc pas le cisaillement mais le déplacement qui peut, sous certaines conditions, contrôler la rupture des éléments.

Ainsi, si les éléments treillis sur le segment BD ont pour module de Young E_c avec une résistance de V , pour que la rupture en cas de cisaillement pure et uniformément réparti à l'interface soit instantanée et totale (comme le veut la théorie), les éléments treillis en A et E devront avoir, avec une résistance de $V/2$, un module de Young $E_c/2$. Ce réglage est considéré par défaut pour la suite de l'étude avec le modèle simplifié (toutefois, pour des raisons précisées à la fin, les éléments TEC et TET utilisés sur le barrage emploient une formulation légèrement différente).

- Le coefficient de frottement des éléments de contact (frictional contact) :

Il a été noté au modèle 1 que les déplacements avant rupture étaient de l'ordre du centimètre. Or ceux-ci doivent rester extrêmement faibles au regard des glissements I et II (le premier devant déjà être très inférieur au second) pour que la formulation des éléments TEC et TET soit valide. Aussi, une étude de convergence est menée sur le coefficient de frottement de contact - frictional contact (figure B.12). Ce dernier doit être suffisamment faible pour que la résistance de l'interface de contact de friction seule soit atteinte pour une déformation L_f quasi-nulle, i.e. beaucoup plus faible que celle correspondant à la rupture de l'élément TEC. Ainsi, une fois L_f atteinte, le glissement de type I débute et la déformation engendrée est directement reprise par les éléments TEC qui se déforment jusqu'à leur résistance maximale.

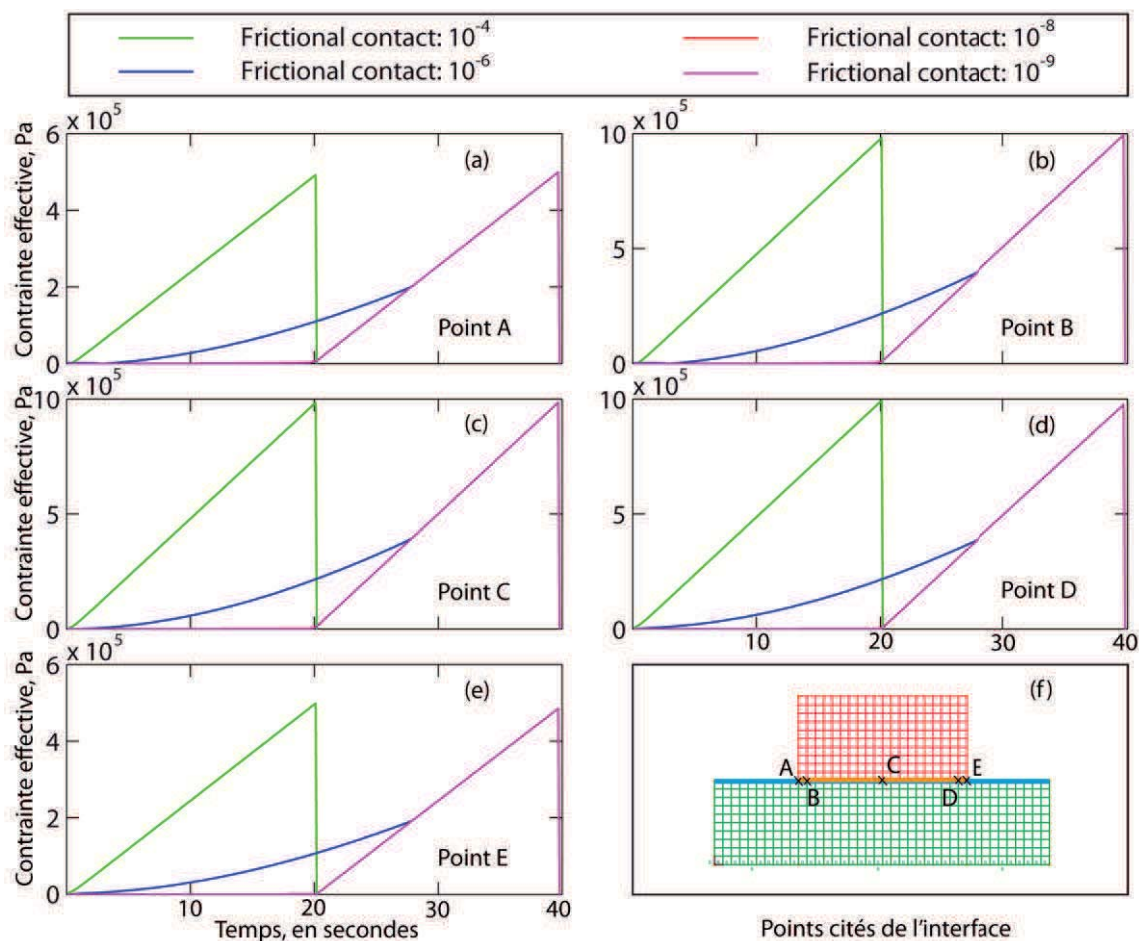


Figure B.12 : étude de convergence sur la valeur du coefficient de frottement de contact (frictional contact) – cas de chargement n°3.

On note bien sur la figure B.12 : que plus le coefficient frottement de contact est faible, plus les reprises de charge se découplent et L_f diminue jusqu'à une valeur où les résultats convergent : il s'agit de la valeur seuil acceptable. Attention, une valeur trop faible peut induire des problèmes de convergence sous ADINA et la valeur « 0 » proposée correspond à une valeur par défaut et non une valeur nulle.

Par la suite, la valeur de 10^{-9} est utilisée pour le coefficient de frottement de contact, pour le modèle simplifié (une étude similaire doit être menée pour le B27). Le déplacement induit avant sollicitation de la cohésion est faible puisqu'il ne provoque aucun effort dans les treillis – dont $E^{(TEC)} = 2,5$ GPa et la section $S = 0,01$ m².

- Le déplacement plastique autorisé :

Comme écrit précédemment, lorsque les treillis atteignent leur limite de plastification, la capacité de reprise de charge par frottement est déjà atteinte : l'interface de contact est à la limite de rupture. Ajouter un seuil plastique aux treillis est donc inutile et peut générer des erreurs. Le déplacement plastique doit être considéré quasiment nul ($u_p = 0$).

Attention, « 0 » constitue une valeur par défaut chez ADINA qui signifie déformation plastique infinie. Il a donc été choisie d'assigner une déformation plastique admissible de 10^{-8} m (minimale au regard des déplacements élastiques étudiés ci-dessous).

- Le module de Young du treillis :

Il a été noté que plus le module de Young des treillis se rapproche de celui des blocs, plus ces treillis sont sensibles à la déformabilité de l'interface. Or, les conditions de rupture sont censés ne dépendre que de c et φ , et non de $E^{(TEC)}$. Une étude de convergence doit donc être réalisée sur $E^{(TEC)}$ pour s'assurer qu'il n'influence pas les conditions de rupture. Comme il est directement lié au déplacement élastique, l'étude s'est appuyée sur la contrainte au sein de plusieurs treillis qui contrôle la rupture de ceux-ci.

Les résultats convergents avec une valeur $E^{(TEC)}$ cent fois inférieure à celle du module de Young des blocs (200 GPa ici). $E^{(TEC)} = 2,5$ GPa est choisie pour la suite de l'étude. Les treillis aux points A et E sont des treillis externes, leur module de Young est donc bien égal à $E^{(TEC)}/2$.

Avec une section d'étude de $0,01 \text{ m}^2$ (voir justification ci-dessous), le déplacement élastique (repris par les treillis simulant la cohésion) maximal admissible est de $4 \cdot 10^{-5}$ m (voir figure B.14).

Notons qu'une étude similaire doit être menée pour le B27, les conditions de convergence numérique pouvant changer vis-à-vis de ce modèle simplifié.

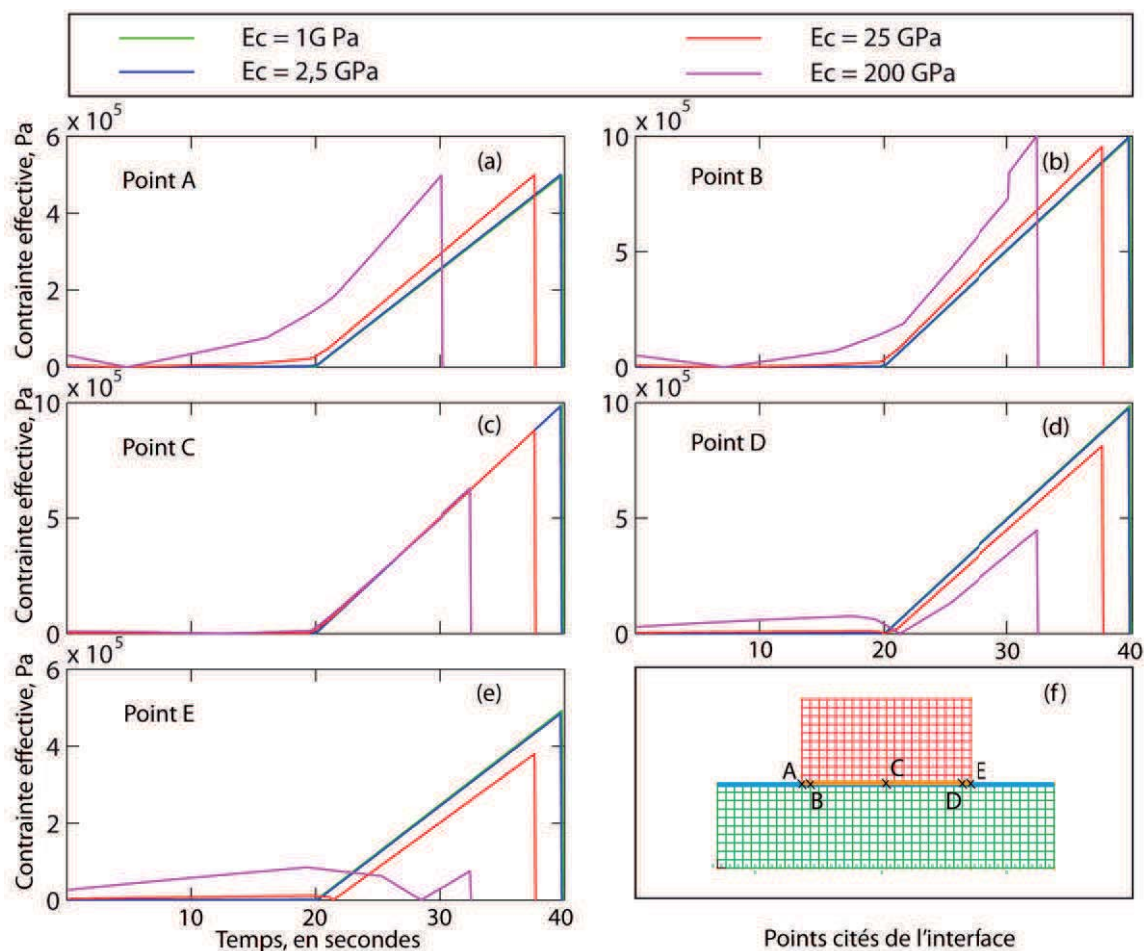


Figure B.13 : étude de convergence sur la valeur du module de Young (E^{TEC}) des éléments TEC – cas de chargement n°3.

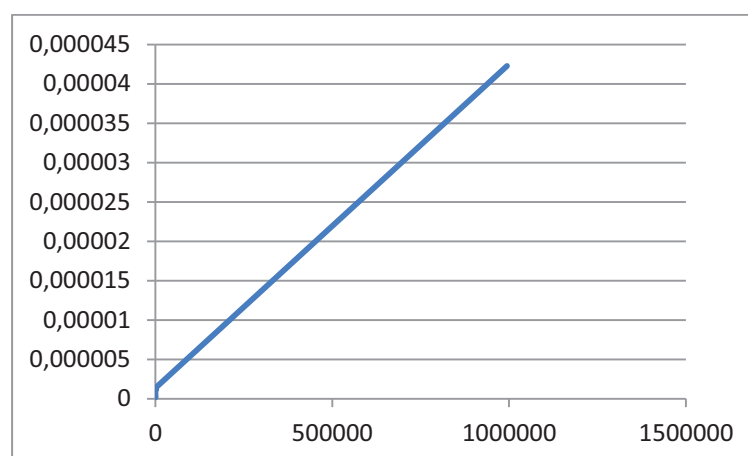


Figure B.14 : déformation (en m) en fonction de la contrainte normale (en Pa) dans un treillis horizontal après calibration.

- La contrainte maximale en domaine linéaire :

Avec un treillis tous les 0,1 m, la contrainte admissible par chacun d'eux sur BD devrait être de 10 kPa avec une section de 1 m². Cependant cette valeur est très faible au regard des efforts imposés, et l'emploi adjacent d'une surface de contact démultiplie les erreurs numériques possibles. Ainsi, si une erreur de l'ordre de 2 kPa se produit dans le treillis, cela peut entraîner sa disparition prématurée donc une instabilité du modèle. Il est donc recommandé (cette option sera suivie par la suite) de booster la résistance d'un treillis à 1000 kPa en diminuant la section à 0,01 m².

- La stabilité du modèle lorsque p est proche de 0 kPa :

Il a été noté que le modèle de test est instable pour un V élevé et un p proche de 0 : le flux de cisaillement n'étant pas exactement tangent à l'interface de contact, un moment dynamique se crée dans le bloc supérieur qui se soulève alors. Afin de parer cette instabilité, pour le cas de chargement n°1, une liaison glissante a été placée au-dessus du bloc supérieur. Cette solution n'a pas été appliquée pour un autre cas de chargement ou un autre modèle. Ceci permet de relever la possible instabilité du modèle avec cohésion et sans résistance à la traction lorsque la résultante verticale est quasiment nulle.

c) *Modèle 3 : contact + résistance à la traction.*

Ce modèle reprend les bases du modèle 1 avec une résistance à la traction. L'étude sur le coefficient de frottement au modèle 2 n'y a donc pas été reprise. En revanche, les remarques sur la répartition des efforts dans les éléments treillis, le déplacement plastique autorisé et la contrainte maximale en domaine linéaire restent valides.

Donc :

- Aux points A et E la résistance des éléments treillis est deux fois plus faible que sur le segment BD et leur module de Young est $E/2$.
- $u_p = 10^{-8}$.
- La section des éléments treillis est de 0,01 m².
- La résistance des éléments treillis sur BD est de 1500 kN.

Il a été noté que plus le module de Young des treillis se rapproche de celui des blocs, plus ces treillis sont sensibles à la déformabilité de l'interface. Or, les conditions de rupture sont censées ne dépendre que

de f_0 , et non de $E^{(TET)}$. Une étude de convergence doit donc être réalisée sur $E^{(TET)}$ pour s'assurer qu'il n'influence pas les conditions de rupture. Comme il est directement lié au déplacement élastique, l'étude s'est appuyée sur la contrainte au sein de plusieurs treillis qui contrôlent la rupture de ceux-ci. Celle-ci est présentée en figure B.15.

Les résultats convergents avec une valeur $E^{(TET)}$ cent fois inférieure à celle du module de Young des blocs (200 GPa ici). $E^{(TET)} = 2,5$ GPa est choisie pour la suite de l'étude. Les treillis aux points A et E sont des treillis externes, leur module de Young est donc bien égal à $E^{(TET)} / 2$. Il est notable qu'une telle valeur de $E^{(TET)}$ permet aux treillis de ne reprendre aucune charge de compression (ce qui évite toute rupture dans ce domaine).

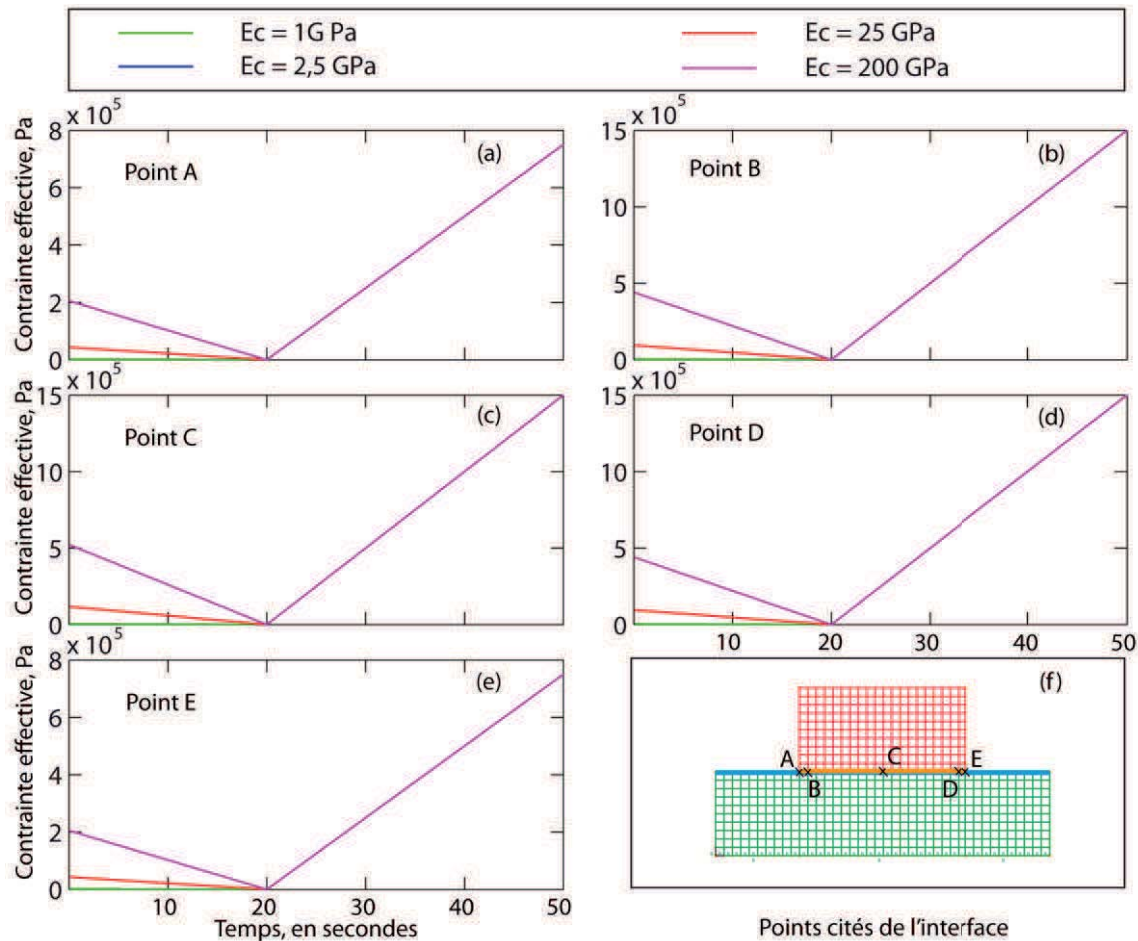


Figure B.15 : étude de convergence sur la valeur du module de Young ($E^{(TET)}$) des éléments TET – cas de chargement n°4.

Avec une section d'étude de $0,01 \text{ m}^2$ (voir justification ci-dessous), le déplacement élastique (repris par les treillis simulant la cohésion) maximal admissible est de 4.10^{-5} m .

Notons qu'une étude similaire doit être menée pour le B27, les conditions de convergence numérique pouvant changer vis-à-vis de ce modèle simplifié.

d) Modèle 4: contact + cohésion + résistance à la traction.

La calibration de ce modèle n'est qu'une fusion, au même titre que sa construction, des trois précédentes sections.

3) Résultats numériques.

Les résultats suivants ont été obtenus au moyen de la calibration citée précédemment. Les points de rupture brute (P_{ij} , V_{ij}) obtenus pour un chargement i pour le modèle j sont présentés en première partie. Puis un tri des valeurs est effectué, certaines devant être corrigées, afin d'obtenir le critère de rupture de chaque modèle. Ceux-ci sont alors validés ou non.

a) Valeurs de rupture brutes.

Pour chaque modèle et chaque chargement, le déplacement du bloc supérieur est analysé (voir figure B.18). Celui-ci est toujours pris selon Y , à l'exception du cas de chargement 4 où il est pris selon Z car il s'agit d'un cas de traction pure. Dès que celui-ci décroche à un instant t (i.e. où son ordre de grandeur change brutalement) la rupture est considérée et les valeurs de rupture P_i et V_i associées sont déduites à partir de t_i (voir section méthodologie). Celles-ci sont présentées dans le tableau B.4. Les valeurs ne correspondant pas au modèle analytiques sont alors grisées.

Tableau B.4 : Valeur de rupture obtenue avec les modèles numériques.

Cas étudié	Charge fixe	Valeur à la rupture	Charge variable	Valeur à la rupture			
				Mod. 1	Mod. 2	Mod. 3	Mod. 4
Cas n°1	p (kN/m ²)	0	V (kN/m ²)	0	100	0	100
Cas n°2	p (kN/m ²)	50	V (kN/m ²)	50	150	50	150
Cas n°3	p (kN/m ²)	100	V (kN/m ²)	100	200	100	200
Cas n°4	V (kN/m ²)	0	p (kN/m ²)	0	0	-150	-150
Cas n°5	V (kN/m ²)	50	p (kN/m ²)	50	5	50	-130
Cas n°6	V (kN/m ²)	100	p (kN/m ²)	100	10	100	-30

b) *Différences entre les valeurs analytiques et les valeurs numériques.*

Deux modèles présentent des écarts avec les valeurs analytiques : le modèle 2 (contact + cohésion) et le modèle 4 (contact + cohésion + résistance à la traction).

- modèle 2 (contact + cohésion) :

Lorsque V est élevé et p proche de 0 : un moment dynamique se crée au sein du bloc supérieur. Le flux de cisaillement n'étant pas exactement tangent à l'interface de contact mais se situant à 0,1 m de celle-ci, un moment $M = 0,1.V$ se crée. Lorsque p devient dix fois inférieur à V, plus aucune force ne contient ce moment qui provoque alors la rotation donc le soulèvement du bloc supérieur (i. e. la rupture de l'interface).

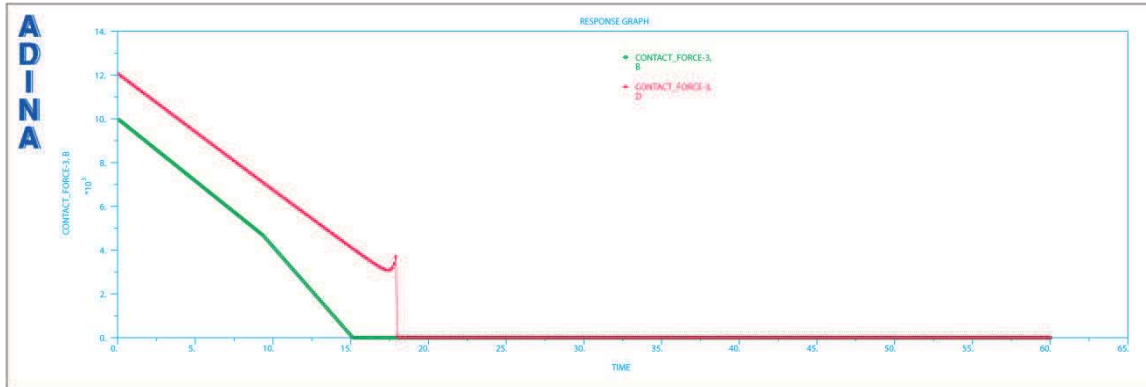


Figure B.16 : forces de contact normales à l'interface en B et D, modèle 2, cas de chargement n°6.

Ainsi, pour le chargement n°6, sur la figure B.16, la pression normale à l'interface devient nulle en B (les points géométriques cités sont explicités à la figure B.11) à $t = 15$ s, temps à partir duquel p devient insuffisant pour empêcher le soulèvement du bloc de débiter. L'instabilité se produit vers 18 s ou la pression en D augmente soudainement avant de devenir nul (la rupture est alors totale).

L'écart avec les valeurs analytiques du modèle n°2 ne provient donc pas d'un mauvais comportement de la jointure mais d'une imprécision liée à la mise en place du modèle de test.

- modèle 4 (contact + cohésion + résistance à la traction) :

Le critère de Mohr-Coulomb est donné par :

$$Tr = c - Rn.\varphi$$

ADINA ne permet pas de frottement lorsque la pression est négative (i. e. lorsque l'interface est soumise à un effort de traction). La résistance théorique en cisaillement de l'interface du modèle 4, lorsque $p < 0$, devient donc :

$$Tr = c$$

Ceci tend à correspondre à l'hypothèse sur la cohésion H2. Ce n'est pas la manière la plus usuelle d'utiliser Mohr-Coulomb, toutefois, sous couvert du jugement de l'ingénieur en structure, celle-ci demeure acceptable.

Dans le cas de chargement n°5, le modèle est censé alors rompre à $p = -150$ kPa et dans le cas n°6 à p compris entre 0 et -150 kPa. Si le cas n°6 est alors résolu, le cas n°5 semble toujours erroné. Il est, en réalité, soumis au même problème d'instabilité que le modèle 2. V génère un moment de $0,1.V$. Lorsque p est proche de f_t , les treillis verticaux en B rompent de manière anticipée (voir figure B.18) car la contrainte en traction y est plus élevée, fragilisant l'interface qui cède en traction avec des efforts plus faibles que prévu ($p_{\text{rupture}} = -130$ kPa au lieu de -150 kPa).

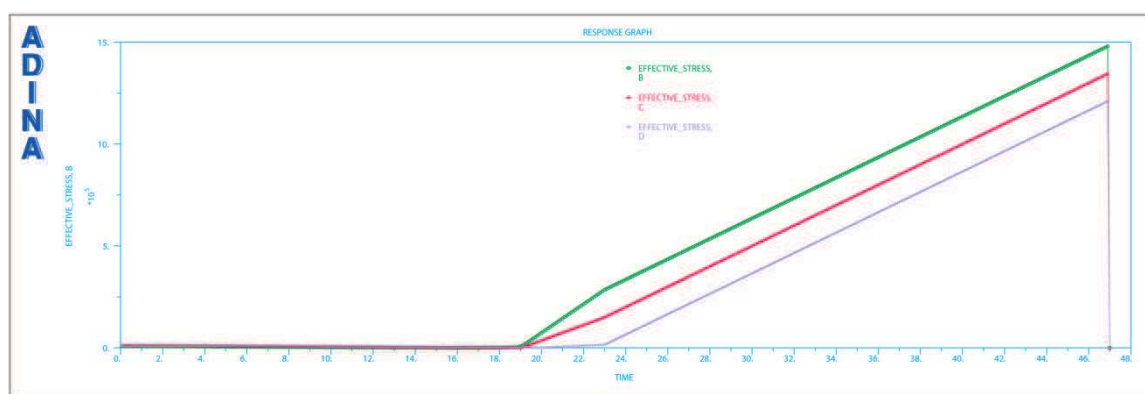


Figure B.17 : contraintes effectives dans les treillis verticaux en B, C et D, cas de chargement n°5.

c) Critères de rupture en cisaillement pour chaque modèle.

Les déplacements du bloc supérieur sont présentés dans la figure B.18 (ils sont, toutefois, notés nuls dès qu'une rupture générale de l'interface se produit). Ceux-ci ont permis de déduire les points de ruptures (expérimentaux) présentés dans le tableau B.4 et représentés sur la figure B.18. Un premier critère de rupture, le « critère de rupture brute », est alors déduit pour chaque modèle en effectuant une régression linéaire entre tous les points de rupture (aucun tri).

Tableau B.5 : propriétés des critères de rupture.

Modèle	Critère de rupture brute		Critère de rupture corrigé	
	Cohésion	Tan(ϕ)	Cohésion	Tan(ϕ)
Modèle 1	1.6675	1.0000	1.6675	1.0000
Modèle 2	59.3243	1.4836	102.2500	0.9550
Modèle 3	38.5954	0.3806	0.5737	0.9461
Modèle 4	119.0549	0.6861	105.5833	0.9050

Ce premier critère de rupture est incorrect (beaucoup d'écart sont notables, et les propriétés sont, dans la plupart des cas, fausses). Un nouveau critère de rupture doit être réalisé au moyen d'un tri des valeurs.

En effet, toutes les ruptures du cas n°4 sont des ruptures en traction, or nous cherchons à établir un critère de rupture en cisaillement. Il s'agit donc d'exclure ces valeurs. Les valeurs erronées citées dans la partie b (dont l'erreur provient de l'imprécision du modèle de test) sont aussi exclues. Au moyen des valeurs restantes, on établit un nouveau critère de rupture, le « critère de rupture corrigé », par régression linéaire pour $p > 0$.

Pour $p < 0$, le critère de rupture corrigé est déduit suivant les propriétés des modèles analysées précédemment. La correspondance entre la théorie et les valeurs pratiques est, alors, tout à fait notable sur la figure B.18.

Les valeurs et les courbes obtenus sont alors analysées pour valider chacun des modèles. Les valeurs de cohésions et de $\tan(\phi)$ conservent une erreur très acceptable au regard du nombre de points disponibles pour tracer le critère de rupture corrigé.

d) Conclusion sur la validité des modèles.

➔ Le modèle 1 fonctionne parfaitement pour une cohésion et une résistance à la traction nulles.

➔ Le modèle 2 fonctionne très bien pour une cohésion non nulle et une résistance à la traction nulle.

➔ Le modèle 3 fonctionne parfaitement pour une cohésion nulle et une résistance à la traction non nulle.

➔ Le modèle 4 fonctionne très bien pour une cohésion et une résistance à la traction non nulles mais impose deux limites aux modèles :

- La résistance à la traction demeure lorsque la cohésion disparaît et vice versa.
- La résistance au cisaillement est « c » et non « $c + p \cdot \tan(\varphi)$ » lorsque $p < 0$.

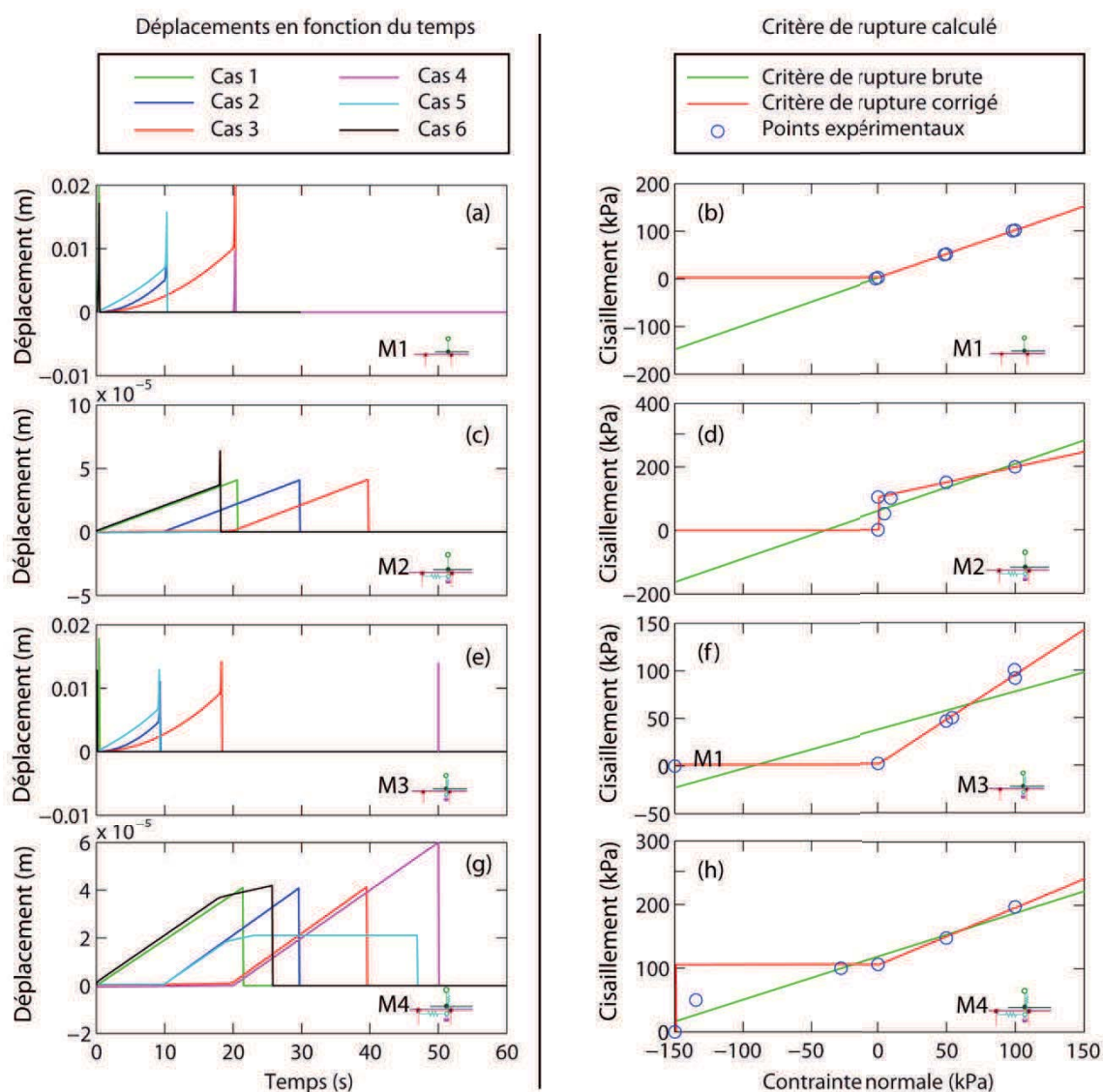


Figure B.18 : Déduction du critère de rupture pour chaque modèle en fonction des points d'étude.

4) Note concernant l'implémentation des éléments de cohésion et de résistance à la traction pour des modèles complexes.

Comme remarqué précédemment, il est essentiel que $E^{(TEC)}_i$ et $E^{(TET)}_i$ soient assez élevés pour que les déplacements élastiques des éléments TEC et TET (type I) restent minimaux au regard de ceux générés après une rupture (type II).

Pour simplifier les études de convergence à mener sur $E^{(TEC)}_i$ et $E^{(TET)}_i$ dans le cas de modèles complexes, au maillage irrégulier (tel le barrage poids B27), on propose d'imposer un module de Young unique pour l'ensemble des éléments TEC (et de même un module de Young unique pour l'ensemble des éléments TET). Par ailleurs, par esprit de simplicité pour la conception du maillage, on propose que $L^{(TEC)}$ soit unique pour l'ensemble des éléments TEC (et de même que $L^{(TET)}$ soit unique pour l'ensemble des éléments TET). L'emploi d'éléments treillis permet donc de généraliser le contrôle de $E^{(TEC)}$, $E^{(TET)}$, $\Delta^{(TEC)}_{\max}$ et $\Delta^{(TET)}_{\max}$ sur l'ensemble des éléments TEC et TET, dont les valeurs sont essentielles pour le bon fonctionnement du modèle employé par l'utilisateur.

Cependant, la distance inter-nodale est souvent variable sur un modèle complexe. Aussi, pour chaque nœud $N^{(D)}_i$ de l'interface, les $i^{\text{ème}}$ éléments TEC et TET sont adaptés au moyen de leur section, respectivement $A^{(TEC)}_i$ et $A^{(TET)}_i$ (aisément paramétrables sur ADINA), données par les équations suivantes où V_i est la surface tributaire du nœud $N^{(D)}_i$

$$A^{(TEC)}_i = \frac{L^{(TEC)} c V_i}{\Delta^{(TEC)}_{\max} E^{(TEC)}}$$

$$A^{(TET)}_i = \frac{L^{(TET)} f_t V_i}{\Delta^{(TET)}_{\max} E^{(TEC)}}$$

Malgré les limitations relevées, le modèle 4 (TEC + TET) demeure une procédure très simple à implémenter dans un logiciel commercial disposant d'éléments de contact et de treillis pour modéliser la cohésion et la résistance à la traction. L'utilisation de treillis adéquatement contraints "death upon rupture" permet notamment de tenir compte de la dégradation du joint durant un séisme. Mieux, la maniabilité et l'adaptabilité à la géométrie de l'interface de ce modèle d'éléments permet notamment de prendre en compte, de manière très visuelle, l'état d'avancement de la dégradation du joint.

V) Conclusion et recommandations.

1) Conclusion sur la validité et la capacité des éléments de jointure.

Un élément de jointure est considéré valide lorsque :

- Le contact est établi entre le bloc inférieur et supérieur.
- Le bloc supérieur peut glisser et se soulever au-dessus du bloc inférieur.
- La rupture ne se produit que si le critère de rupture défini a été atteint.

L'ensemble des éléments ont été validé. Leurs propriétés sont présentées dans la table B.6. Leur bon fonctionnement est conditionné par le respect des recommandations (voir section suivante). Cette remarque inclue notamment le fait que les déformations avant rupture (type I) en un point de l'interface demeurent très petites face à celles engendrées par le glissement ou le soulèvement (type II).

Table B.6 : Conclusion du rapport pour chaque élément.

N° d'éléments	1	2	3	4
Validité	X	X	X	X
Contact	X	X	X	X
Angle de friction	X	X	X	X*
Cohésion		X		X
Rupture de c au glissement		X		X
Résistance traction				X
Rupture de f_t			X	X

*: attention, La résistance au cisaillement est « c » et non « $c + p \cdot \tan(\varphi)$ » lorsque $p < 0$.

Aucun élément ne considère la disparition de la cohésion lorsqu'il y a rupture en traction et vice versa. Leurs propriétés sont donc plus en accord avec l'utilisation d'une cohésion apparente. Cette hypothèse rend notamment acceptable le fait que la résistance au cisaillement est « c » et non « $c + p \cdot \tan(\varphi)$ » lorsque $p < 0$ pour l'élément 4.

2) *Recommandations.*

- Éléments de contact.
 - La méthode de Bathe doit être employée pour une analyse dynamique implicite.
 - La fondation (le roc) constitue la « target surface » tandis que le barrage constitue la « contactor surface ».
 - Il faut utiliser des éléments « 2D-contact ».
 - Il faut utiliser l'algorithme « Constraint Function » avec une formulation de déplacements « Large ».
 - Le coefficient de frottement de Coulomb est égal à $\tan(\varphi)$.
 - Le coefficient de frottement de contact est pris à 10^{-9} (ceci permet de minimiser les déplacements avant glissement et d'utiliser efficacement les treillis simulant la cohésion).
- Ajout de la cohésion et de la résistance à la traction.
 - $E^{(TEC)}$ et $E^{(TET)}$, respectivement les modules de Young des treillis simulant la cohésion (éléments TEC) et la résistance à la traction (éléments TET), doivent être environs 100 fois inférieur à ceux des deux blocs constituant l'interface (faire toutefois une vérification par une étude de convergence de la contrainte effective dans plusieurs treillis).
 - Le déplacement plastique admissible d'un treillis doit être pris à 10^{-8} m maximum (et non 0 qui est la valeur par défaut sur ADINA a et qui correspond à un déplacement admissible infini).
 - La contrainte admissible en domaine linéaire par un treillis doit être au minimum de l'ordre de 1000 kPa. Diminuer la section moyenne du treillis peut être un bon moyen pour parvenir à ce résultat.
 - La section des éléments TEC et TET doit varier suivant la surface tributaire du nœud concerné afin de reprendre de manière équilibrée les efforts à l'interface de rupture.

ANNEXE C

**EXEMPLE D'ANALYSE PSEUDO-STATIQUE : DÉTAIL DU CALCUL DU
FACTEUR DE SÉCURITÉ AU GLISSEMENT**

Considérons le modèle B27_{REG1} présenté au Chapitre 3. L'analyse gravitaire pseudo-statique (niveau I) avait donné, pour valeur de FSG , 1.705, au Chapitre 5, pour un chargement N1 (pas de charges sismiques). Le détail du calcul de ce FSG , réalisé par Cadam (Leclerc *et al.*, 2003), est donné à la suite.

Chargements appliqués sur le barrage-poids avec la combinaison N1, calculé avec CADAM :

- Poids propre du barrage : 5915 kN.
- Pression hydrostatique : 2003.4 kN.
- Sous-pression normale au plan de rupture : 1071.5 kN.

Calcul de l'effort tranchant V sur l'interface barrage-fondation :

$$V = 5915 \sin(15.2) + 2003.4 \cos(15.2) \quad (C.1)$$

$$V = 1521 + 1936 = 3457 \text{ kN} \quad (C.2)$$

Calcul de l'effort normal N sur l'interface barrage-fondation :

$$N = 5915 \cos(15.2) - 2003.4 \sin(15.2) - 1071 \quad (C.3)$$

$$N = 5716 - 515 - 1071 = 4130 \text{ kN} \quad (C.4)$$

Calcul du Facteur de Sécurité au Glissement FSG sur l'interface barrage-fondation :

$$F = \frac{N \tan(\phi)}{V} \quad (\text{C.5})$$

$$F = \frac{4130 \tan(55)}{3457} = 1.705 \quad (\text{C.6})$$